

1. INTRODUÇÃO

Nos dias de hoje, em função de diversos fatores, o estudo das manifestações patológicas na construção civil vem se intensificando. Isto se deve ao fato de que até há pouco tempo, pensava-se que as estruturas de concreto durariam infinitamente. Já está provado que isto não é verídico. Uma ponte, para atingir a vida útil para qual foi projetada, necessita de manutenção. Há algumas décadas as estruturas eram projetadas de forma que as seções de concreto eram mais robustas, podendo resistir durante anos agressões importantes sem colocar em perigo sua integridade.

Além disto, os cimentos utilizados antigamente possuíam uma menor resistência, quando comparados aos atuais, fazendo com que se utilizasse mais cimento para atingir uma mesma resistência, reduzindo a relação água/cimento (a/c), aumentando, desta forma, a durabilidade da estrutura. No entanto, as estruturas de hoje, por estarem dimensionadas com critérios mais arrojados e de maneira mais precisa, através da utilização de métodos computacionais avançados, são mais esbeltas, exigindo, portanto, muito mais cuidados.

A manutenção é justamente o aspecto bastante carente nas construções, ainda mais em obras públicas, onde normalmente o governo não tem verba para tal, fazendo com que muitas construções, mesmo sem nenhuma condição, sejam utilizadas das mais diversas formas possíveis.

Segundo LONG (2001), em muitos países da Europa, estima-se que cerca de 50% do orçamento são gastos em desenvolvimento de construções e infraestrutura. Também 50% das despesas com a indústria da construção, são gastas no reparo, manutenção e recuperação. Destes, a área que está crescendo em maior velocidade é o reparo em estruturas de concreto deterioradas. Portanto, a pouca durabilidade destas estruturas deve ser estudada e analisada com a máxima urgência. Conforme LONG (2001), nos Estados Unidos, estimativas conservadoras afirmam gastos com recuperação de estruturas de concreto deterioradas da ordem de US\$ 100 bilhões. Logo, evidencia-se que a deterioração de estruturas de concreto é um dos problemas mais graves em todas as partes do mundo.

Nesta pesquisa estudar-se-á um conjunto específico de obras públicas, as pontes rodoviárias. Nas pontes, em particular, os projetos, a princípio, reduzem-se ao estrutural, de fundações, hidrológico, geométrico da estrada na qual a mesma está inserida e sondagens. Portanto, a variedade de problemas acaba se reduzindo quando

comparada às construções em geral, uma vez que não há tantos materiais envolvidos e, como normalmente não há revestimento sobre a estrutura, existe uma facilidade no “contato” com a estrutura.

Durante a década de 1970 o Brasil viveu o período do “milagre econômico”, quando havia grande volume de recursos internacionais para ser investido em obras em nosso país. Nesta época, houve um desenvolvimento muito intenso das rodovias brasileiras, com um grande número delas sendo pavimentadas e conseqüentemente aumentando o fluxo de veículos. Com o aumento da capacidade de fluxo de uma rodovia, havia a necessidade de se melhorar as pontes existentes no traçado.

Desse “milagre econômico” até os dias de hoje se passaram praticamente 30 (trinta) anos e muitas das pontes construídas naquela época estão sendo utilizadas, sem qualquer manutenção. O tráfego aumentou, muitos dos caminhões que trafegam nas rodovias possuem excesso de carga, motivados pela ausência de fiscalização por balanças nas estradas. Todos estes aspectos contribuem para uma redução acentuada da vida útil de uma ponte rodoviária.

Portanto, muito dos problemas que as pontes rodoviárias apresentam atualmente, surgiram, em linhas gerais, em função da falta de manutenção preventiva e também pelo excesso de carga transportada pelos caminhões que nelas trafegam. Além disto, há problemas que podem se originar na própria concepção da estrutura, no projeto estrutural, hidrológico, ou ainda na execução, quando as especificações constantes nos projetos não são seguidas, bem como nos próprios materiais utilizados na construção da estrutura.

Logo, as definições sobre as causas dos danos que se apresentam nas estruturas de concreto armado ou protendido, devido à corrosão de suas armaduras e cordoalhas, e as soluções de recuperação e reforço estrutural adotadas, devem sempre ser alcançadas pelos dados obtidos de uma inspeção *in loco* e pelos resultados de ensaios realizados na obra e em laboratório, para se ter uma avaliação respaldada em fatos concretos e não apenas em hipóteses.

Dentro desta linha de avaliação das estruturas, respaldada em fatos concretos, insere-se esta pesquisa, que busca a avaliação das estruturas de pontes com diversas idades, inseridas em diferentes meios, projetadas através de soluções estruturais distintas. Os ensaios previstos (profundidade de carbonatação, teor de cloretos, medidas de potencial de corrosão através de semipilha e esclerometria) buscam justamente avaliar e comparar o estado de conservação das pontes.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. Objetivo Geral

Avaliação do estado geral das pontes estudadas, tanto na região compreendida na Ilha de Florianópolis (ambiente marinho), quanto na região do Vale do Rio Itajaí (municípios de Gaspar e Luís Alves, região esta afastada do mar).

1.1.2. Objetivos Específicos

- Criação de um banco de dados em relação aos problemas em pontes rodoviárias localizadas nas regiões pesquisadas;
- Realização de ensaios para uma melhor qualificação dos problemas encontrados, tais como profundidade de carbonatação, teor de cloretos no concreto, dureza superficial do concreto (esclerometria) e medidas de potencial de corrosão;
- Identificação dos motivos que originaram a corrosão nas pontes que apresentaram tal patologia, ou seja, se a corrosão ocorreu devido à carbonatação do concreto, ou motivada pelo ataque de cloretos às armaduras, ou ainda por ambos;
- Verificação da potencialidade da ponte em apresentar os sintomas de corrosão, através de medidas de potenciais de corrosão;
- Avaliação da homogeneidade do concreto utilizado nas pontes através do ensaio de dureza superficial do concreto (esclerometria);
- Comparação dos problemas verificados, relacionando-os com a idade da estrutura;
- Comparação de ambientes em que as pontes estão inseridas (marinho ou não).

2. REVISÃO DE LITERATURA

Atualmente, em função de diversos fatores, tais como: preocupação com a segurança do usuário, acidentes que aconteceram recentemente, imenso número de edificações com sintomas patológicos (incluindo aí as obras públicas, no caso as pontes rodoviárias) e alteração do meio ambiente no qual a edificação está inserida, o estudo dos problemas nas construções tem crescido de maneira acentuada.

Mais precisamente em relação a obras públicas, muitos dos sintomas patológicos por elas apresentados são devido, principalmente, ao “milagre econômico” ocorrido na década de 1970. Nesta época se construía com uma enorme pressão política, executando obras muitas vezes em prazos curtíssimos, com uma qualidade questionável, utilizando-se materiais com garantia reduzida e com poucas especificações. Aliado a isto se tem o fato das novas tecnologias e novas técnicas construtivas, muitas vezes aplicadas de maneira errônea nas edificações.

Segundo CUNHA (2000), devido ao desenvolvimento tecnológico dos materiais utilizados e das metodologias de cálculo, houve um aumento das deformações, ocorrendo uma maior intensidade de abertura de fissuras e comprometimento da durabilidade da estrutura. Além dos aços utilizados atualmente (CA-50 e CA-60), que possuem uma resistência à tração superior aos anteriores (CA-24, CA-37 e CA-40), os cimentos atuais também possuem modificações em suas composições, aumentando sua resistência, reduzindo, desta forma, a quantidade de cimento no concreto, tornando-o mais deformável, e mais permeável. As deformações existentes nas estruturas dependem tanto do módulo de elasticidade, quanto da resistência à tração do concreto e ambos são influenciados pela microfissuração verificada na zona de transição agregado/pasta, microfissuração esta não considerada nos modelos avaliadores destes módulos.

Portanto, as estruturas atuais tornaram-se mais esbeltas, adotando-se vãos maiores e seções transversais menores. Tais características são definidas com base nos cálculos computacionais e métodos construtivos existentes atualmente, além da necessidade de minimização de custos e alteração nos padrões arquitetônicos (CUNHA, 2000).

Em geral, as origens das manifestações patológicas nas construções podem ser as mais variadas possíveis, destacando-se: falhas nos projetos e/ou execução, fundações, umidade etc.

Segundo HELENE (1992), a patologia das construções, salvo raras exceções, apresenta manifestação externa característica, a partir da qual se pode deduzir qual a natureza, a origem e os mecanismos dos fenômenos envolvidos, assim como se pode estimar suas prováveis conseqüências.

CÁNOVAS (1988) diz que:

... a patologia na execução pode ser conseqüência da patologia de projeto, havendo uma estreita relação entre elas; isso não quer dizer que a patologia de projeto sendo nula, a de execução também o será. Nem sempre com projetos de qualidade desaparecerão os erros de execução. Estes sempre existirão, embora seja verdade que podem ser reduzidos ao mínimo caso a execução seja realizada seguindo um bom projeto e com uma fiscalização intensa.

Como se nota, o processo de execução é muito importante quando se trata de prevenção de problemas no concreto armado.

Segundo ARANHA e DAL MOLIN (1995):

... as falhas de execução das estruturas podem ser de todo tipo, podendo estar vinculadas à confecção, instalação e remoção das formas e cimbramentos; corte, dobra e montagem das armaduras e dosagem, mistura, transporte, lançamento, adensamento e cura do concreto, todas elas relacionadas, principalmente, ao emprego de mão-de-obra desqualificada ou falta de supervisão técnica.

2.1. ORIGEM DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO

Segundo ARANHA & DAL MOLIN (1995), a origem das manifestações patológicas pode ser dividida em quatro grupos: fase de planejamento/projeto (análise estrutural), materiais, execução e uso, conforme apresentado nos Quadros 2.1, 2.2 e 2.3 a seguir:

Quadro 2.1: Planejamento/projeto

Avaliação inadequada das condições em que a estrutura estará sujeita	Fck incompatível.
	Cobrimento insuficiente da armadura.
	Abertura excessiva de fissuras.
	Tipo de cimento inadequado.

Especificações	Escolha inadequada.
	Abatimento (slump) incompatível.
	Ausência de especificação quanto ao tipo de aditivo.
Análise Estrutural	Má concepção do projeto, escolha equivocada do modelo analítico.
	Avaliação incorreta das cargas e/ou combinação mais desfavorável.
	Erros de cálculo.
Detalhes construtivos	Ausência de ressalto e pingadeiras.
	Zonas que permitem o acúmulo de água.
	Detalhes construtivos deficientes ou inadequados.
	Ausência de detalhamento de passagem de dutos.
	Falhas nas juntas de concretagem e/ou dilatação.
Composição do concreto	Alto ou baixo consumo de cimento.
	Alta relação água/cimento.
	Alta proporção de agregados finos.
	Alta finura do cimento.
	Cimento com alta proporção de C3A e C3S.
	Deficiência granulométrica dos agregados.
	Deficiência no estabelecimento do sistema de cura.
Definição das armaduras	Concentração de barras.
	Barras de diâmetro elevado.
	Disposição inadequada das barras.
	Cobrimento insuficiente das emendas por transpasse.
	Ausência de armadura de suspensão.
	Ausência de armadura para absorver momentos volventes.
	Armaduras insuficientes em zonas de mudança de esforços.
Definição de formas	Cargas sub-estimadas.
	Projeto incompleto.
	Não previsão de ações nas operações de desforma.
Fundações	Ausência de investigação do subsolo.
	Tipo de fundação inadequada.
	Adoção de diversos tipos de fundações na estrutura

Quadro 2.2: Materiais

Cimento	Falta de controle das características do cimento na compra e recebimento.
	Armazenamento inadequado.
Agregados	Falta de controle das características dos agregados na compra e recebimento.
Aço	Resistência inferior à especificada em projeto.
	Estocagem em local e maneira inadequados.

Madeira	Tábuas ou pranchas deformadas.
	Madeira muito absorvente.
	Fôrmas de baixa qualidade e estocagem deficiente.
Água	pH fora dos limites recomendados.
	Excesso de matéria orgânica.
	Excesso de resíduo sólido.
	Excesso de sulfatos.
	Excesso de açúcar.
	Excesso de cloretos.

Quadro 2.3: Execução

Execução das armaduras	Dobramento inadequado.
	Instalação deficiente das barras.
	Baixa qualidade dos espaçadores.
	Ausência ou distanciamento excessivo dos espaçadores.
	Troca de bitola da armadura.
	Deslocamento da armadura.
	Utilização de armadura corroída.
Execução das formas	Armação inadequada dos cantos.
	Espaçamento elevado entre gravatas.
	Contraventamento deficiente das escoras.
	Escora fora de prumo ou esbelta.
	Apoio inadequado das escoras.
	Utilização de fôrmas inadequadas.
	Falta de estanquidade das formas.
	Ausência de desmoldante.
	Desforma precoce e/ou violenta.
	Ausência de planejamento na desforma.
Execução do concreto	Falha/ausência de dosagem.
	Transporte inadequado.
	Altura de lançamento excessiva.
	Lançamento inadequado.
	Temperatura ambiente muito baixa ($< 4^{\circ}\text{C}$).
	Interrupção da concretagem de forma inadequada.
	Desobediência a planos de concretagem.
	Vibração excessiva ou insuficiente.
Cura	Falta ou cura inadequada.

2.1.1 Concepção e Projeto

Várias são as falhas possíveis de serem geradas durante a etapa de concepção da estrutura. Elas podem se originar durante o estudo preliminar (concepção e lançamento da estrutura), na execução do anteprojeto, ou durante a elaboração do projeto de execução, também chamado de projeto final de engenharia.

RIPPER e SOUZA (1998) constataram que os responsáveis pelo encarecimento do processo de construção, ou por transtornos relacionados à utilização da obra, são geralmente as falhas originadas de um estudo preliminar deficiente, ou de anteprojeto equivocados. As falhas geradas durante a realização do projeto final de engenharia geralmente são as responsáveis pelo surgimento de patologia e podem ser tão diversas como:

- Elementos de projeto inadequados (má definição das ações atuantes ou da combinação mais desfavorável, escolha inadequada do modelo analítico, deficiência no cálculo da estrutura ou na avaliação da resistência do solo, etc.);
- Análise estrutural imprópria;
- Ausência de compatibilização entre a estrutura e a arquitetura, bem como com os demais projetos;
- Especificação inadequada de materiais;
- Detalhamento insuficiente ou errado;
- Detalhes construtivos inexecutáveis;
- Ausência de padronização das representações (convenções);
- Falhas no dimensionamento da estrutura.

2.1.2 Interpretação do Projeto

Há ocasiões em que se tem um bom projeto e a estrutura está perfeitamente calculada e, no entanto, encontra-se defeitos na obra que, analisados, indicam que houve erros da parte dos desenhistas que passaram as plantas de projeto para plantas de execução, por parte dos armadores que fizeram uma má interpretação das plantas, etc. Na verdade, nos passos intermediários entre o projeto propriamente dito e a execução, podem ser introduzidos erros evitáveis, quando se faz uma revisão e comprovação muito meticulosa para corrigir o que for necessário antes do início da obra.

RIPPER (1996) aponta que:

... em casos de dúvidas ou falhas de projeto, o responsável da obra deve consultar o projetista, porque somente este sabe o objetivo do elemento construtivo em questão. Em casos excepcionais, se for difícil a consulta ou por falta de tempo, só um engenheiro pode tomar as providências necessárias, conhecendo como trabalham os diversos componentes do concreto armado e da estrutura, e somente ele pode saber que medidas devem ser tomadas. Mas o engenheiro da obra deve decidir somente quando estiver absolutamente seguro da solução do problema.

Um bom exemplo são os defeitos nas plantas de armação, com o emprego de escalas insuficientes ou como consequência de substituição de plantas claras por listas de armações confusas, realizadas em obra e, em geral, deficientes. É fundamental pensar que as plantas serão interpretadas na obra, por pessoal diferente ao do projeto e que a falta de clareza poderá ocasionar erros graves.

2.1.3 Execução

Iniciada a execução, podem ocorrer falhas das mais diversas naturezas, associadas a causas tão variadas como a falta de condições locais de trabalho, pouca capacitação profissional da mão-de-obra, inexistência de controle de qualidade de execução, má qualidade de materiais e componentes, irresponsabilidade técnica e até mesmo sabotagem.

Nas estruturas, diversos tipos de patologia podem surgir. Uma fiscalização deficiente e um fraco comando de equipes, normalmente relacionados a uma baixa capacitação profissional do engenheiro e do mestre de obras, podem, com facilidade, levar a graves erros em determinadas atividades, como a implantação da obra, escoramento, formas, posicionamento e quantidade de armaduras e a qualidade do concreto, desde a sua produção até sua cura.

A ocorrência de patologia cuja origem está na etapa de execução deve-se, basicamente, ao processo de produção, que é em muito prejudicado por refletir, de imediato, os problemas sócio-econômicos, que provocam baixa qualidade técnica dos trabalhadores menos qualificados, como os serventes e os meio-oficiais, e mesmo do pessoal com alguma qualificação profissional.

2.1.4 Utilização

Concluídas as etapas de concepção e de execução e, mesmo sendo executadas com a qualidade adequada, as estruturas podem vir a apresentar manifestações patológicas originadas da utilização equivocada ou da falta de um programa de manutenção adequado.

Segundo RIPPER e SOUZA (1998), a patologia ocasionada por uso inadequado pode ser evitada informando-se aos usuários sobre as possibilidades e as limitações da obra. No caso das pontes, sua capacidade de carga deve ser sempre informada, em local visível e de forma insistente, por exemplo.

A patologia ocasionada por manutenção inadequada, ou pela ausência total de manutenção, tem sua origem no desconhecimento técnico, na incompetência, no desleixo e em problemas econômicos (falta de recursos para implementação da manutenção).

Conforme ARANHA & DAL MOLIN (1995), os procedimentos inadequados durante a utilização podem ser divididos em dois grupos: ações previsíveis e ações imprevisíveis ou acidentais. As ações previsíveis podem compreender o carregamento excessivo, devido à ausência de informações no projeto e/ou inexistência de manual de utilização. No caso das ações imprevisíveis tem-se: alteração das condições de exposição da estrutura, incêndios, abalos provocados por obras vizinhas, choques acidentais, etc.

No caso de pontes, pode haver uma carga inesperada, afetando desta maneira a estrutura, que foi projetada para uma carga aquém da que está sendo utilizada, além do choque de veículos que nela trafegam, principalmente nas cabeceiras, guarda-rodas e barreiras. Esses elementos devem ser dimensionados considerando-se o choque de veículos, com cobrimentos e armaduras suficientes para evitar o surgimento de patologia nesses pontos.

Além disto, nesse tipo de estrutura, muitas vezes, em pilares executados dentro do leito de um rio, pode-se verificar a lixiviação dos componentes do cimento pela ação agressiva da água, tornando a superfície do concreto rugosa e segregada, reduzindo sua durabilidade. Dependendo da intensidade da lixiviação, pode haver apenas danos superficiais (ZÚÑIGA, 1998).

2.2. DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

As estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais previstas na época do projeto, e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante um determinado período, sem exigir medidas extras de manutenção e reparo (ABNT – NBR 6118 – 2000 – Projeto de Revisão).

A própria NBR 6118 – 2000 (Projeto de Revisão) em seu texto coloca:

Para evitar envelhecimento prematuro e satisfazer as exigências de durabilidade, devem ser observados, além dos demais capítulos desta Norma, os seguintes critérios do conjunto de projetos relativos à obra:

- a) Prever drenagem eficiente;*
- b) Evitar formas arquitetônicas e estruturais inadequadas;*
- c) Garantir concreto de qualidade apropriada, particularmente nas regiões superficiais dos elementos estruturais;*
- d) Garantir cobrimentos de concreto apropriados para proteção às armaduras;*
- e) Detalhar adequadamente as armaduras;*
- f) Controlar a fissuração das peças;*
- g) Prever espessuras de sacrifício ou revestimentos protetores em regiões sob condições de exposição ambiental muito agressiva; e*
- h) Definir um plano de inspeção e manutenção preventiva.*

Segundo HELENE (1997), a durabilidade das estruturas de concreto deve ser uma resultante das ações realizadas em todas as etapas do processo construtivo (concepção ou planejamento, projeto, fabricação de materiais e componentes, execução e uso da estrutura). Nesta última etapa são realizadas as vistorias, monitoramento e manutenções preventivas e corretivas, indispensáveis numa consideração acerca da vida útil da estrutura.

2.2.1 Mecanismos de Envelhecimento e Deterioração

Segundo HELENE (1997), os mecanismos mais importantes e frequentes de envelhecimento e deterioração das estruturas de concreto são:

- a) Lixiviação: ação de águas puras, carbônicas agressivas e ácidas que dissolvem e carregam os compostos hidratados da pasta de cimento. Observa-se nestes casos uma superfície arenosa ou com agregados expostos sem a pasta superficial, com

eflorescências de carbonato, com elevada retenção de fuligem e com probabilidade de existência de fungos e bactérias.

b) Expansão: ação de águas e solos que contenham ou estejam contaminados com sulfatos, originando reações expansivas e deletérias com a pasta de cimento hidratado. Apresenta uma superfície com fissuras aleatórias, esfoliação e redução significativa da dureza e resistência superficial do concreto.

c) Reações Deletérias superficiais de certos agregados decorrentes de transformações de produtos ferruginosos presentes na constituição mineralógica (agregados que contêm pirita, por exemplo).

d) Despassivação por carbonatação: ação de gás carbônico da atmosfera que penetra por difusão e reage com os hidróxidos alcalinos da solução dos poros do concreto, reduzindo o pH desta solução. A despassivação deletéria só ocorre de maneira significativa em ambientes de umidade relativa abaixo de 98% e acima de 60%, ou ainda em ambientes sujeitos a ciclos de molhagem e secagem.

e) Despassivação por elevado teor de íon cloro (cloreto): penetração do cloreto através de processos de difusão, de impregnação ou de absorção capilar de águas contendo teores de cloreto que ao superarem, na solução dos poros do concreto, um certo limite em relação à concentração de hidroxilas, despassivam a superfície do aço e instalam a corrosão. O fenômeno não é perceptível a olho nu, não reduz a resistência do concreto, nem altera seu aspecto superficial, logo, sua identificação requer ensaios específicos.

f) Relacionados às ações mecânicas: movimentações de origem térmica, impactos, ações cíclicas (fadiga), deformação lenta (fluência), relaxação, entre outros.

2.2.2 Agressividade do Meio Ambiente

A agressividade ambiental é determinada pela disponibilidade de umidade, nível de temperatura, tipo e concentração da substância agressiva gasosa ou em forma dissolvida, bem como pelas concentrações, variações e gradientes destes parâmetros numa escala micro ambiental, determinada localmente pela interação entre o meio ambiente e a própria estrutura (AITCIN, 2000).

Conforme HELENE (1997), a agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto,

independentemente das ações mecânicas, variações volumétricas de origem térmica, retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto.

A classificação da agressividade deve levar em consideração o macro e o micro clima onde a estrutura está inserida. A agressividade ambiental pode ser avaliada segundo o ponto de vista da durabilidade da armadura e da durabilidade do próprio concreto, podendo-se considerar as seguintes classes (Tabela 2.1):

Tabela 2.1: Classes de agressividade ambiental (ABNT – NBR 6118 – 2000 – Projeto de Revisão):

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Insignificante
II	Média	Pequeno
III	Forte	Grande
IV	Muito forte	Elevado

A classificação da agressividade do meio ambiente às estruturas de concreto armado e protendido, pode ser avaliada para fins de projetos correntes, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes, conforme a tabela 2.2 a seguir:

Tabela 2.2: Classificação da agressividade segundo as condições de exposição (ABNT – NBR 6118 – 2000 – Projeto de Revisão):

MACRO-CLIMA ⁵	MICRO-CLIMA			
	AMBIENTES INTERNOS		AMBIENTES EXTERNOS	
	Seco UR ≤ 65% ¹	Úmido ou ciclos de molhagem e secagem ²	Seco UR ≤ 65% ³	Úmido ou ciclos de molhagem e secagem ⁴
Rural	I	I	I	II
Urbana	I	II	I	II
Marinha	II	III	-	II
Industrial	II	IV	II	III
Especial	II	III ou IV	III	III
Respingo de maré	-	-	-	III ou IV
Submersa > 3m	-	-	-	I
Solo	-	-	Não agressivo I	Úmido e agressivo II, III ou IV

1 – Salas, dormitórios, banheiros, cozinha e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura.

2 – Vestiários, banheiros, cozinhas, lavanderias industriais e garagens.

3 – Obras em regiões secas, como o Nordeste do País, partes protegidas de chuvas em ambientes predominantemente secos.

4 – Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

5 – Macro-clima especial significa ambiente com agressividade bem conhecida, que permitirá definir a classe de agressividade III ou IV nos ambientes úmidos. Se o ambiente for seco, a classe de agressividade será sempre II nos ambientes internos e III nos externos.

Pode-se utilizar, no caso de agressividade ao concreto, um critério mais rigoroso, conforme os valores referenciais propostos pelo CEB / FIP Model Code 1990, conforme tabela 2.3 a seguir:

Tabela 2.3: Classificação da agressividade ambiental visando a durabilidade do concreto (CEB / FIP Model Code 1990):

Classe de Agressividade	pH	CO ₂ agressivo (mg/L)	Amônia NH ₄ ⁺ (mg/L)	Magnésia Mg ²⁺ (mg/L)	Sulfato SO ₄ ²⁻ (mg/L)	Sólidos dissolvidos (mg/L)
I	> 6,0	< 20	< 100	< 150	< 400	> 150
II	5,9 – 5,0	20 – 30	100 – 150	150 – 250	400 – 700	150 – 20
II	5,0 – 4,5	30 – 100	150 – 250	250 – 500	700 – 1500	< 50
IV	> 4,5	> 100	> 250	> 500	> 1500	< 50

Notas: 1 – No caso de solos, a análise deve ser feita no extrato aquoso do solo;

2 – Água em movimento, temperatura acima de 30°C, ou solo agressivo muito permeável conduz a um aumento de um grau na classe de agressividade.

3 – Ação física superficial tal como abrasão e cavitação aumentam a velocidade de ataque químico.

2.2.3 Agressividade do meio *versus* durabilidade do concreto

Segundo HELENE (1997), mantendo-se constantes as demais variáveis que influenciam a durabilidade das estruturas de concreto, a correspondência entre o ambiente e a durabilidade do concreto pode ser demonstrada a seguir, na tabela 2.4:

Tabela 2.4: Correspondência entre agressividade do ambiente e durabilidade do concreto (HELENE, 1997):

Classe de agressividade	Concreto recomendável
I (fraca)	efêmero, normal, resistente ou durável
II (média)	normal, resistente ou durável
III (forte)	resistente ou durável
IV (muito forte)	durável

Só há sentido na utilização dessa tabela para fins de aproximação inicial, uma vez que se pode utilizar um concreto não recomendável, desde que se utilize outras formas de proteção da estrutura.

Destaca-se, no entanto, que do ponto de vista econômico, todas as medidas visando durabilidade, tomadas quando da elaboração do projeto, são sempre muitas vezes mais convenientes, mais seguras e mais baratas que medidas protetoras tomadas *a posteriori*.

A demonstração mais expressiva dessa afirmação é a chamada *Lei de Sitter* que mostra os custos de recuperação crescendo segundo uma progressão geométrica. Dividindo as etapas construtivas e de uso em quatro períodos correspondentes ao projeto, à execução propriamente dita, à manutenção preventiva efetuada antes dos primeiros três anos e à manutenção corretiva efetuada após surgimento dos problemas, a cada uma corresponderá um custo que segue uma progressão geométrica de razão cinco, conforme indicado na figura 2.1.

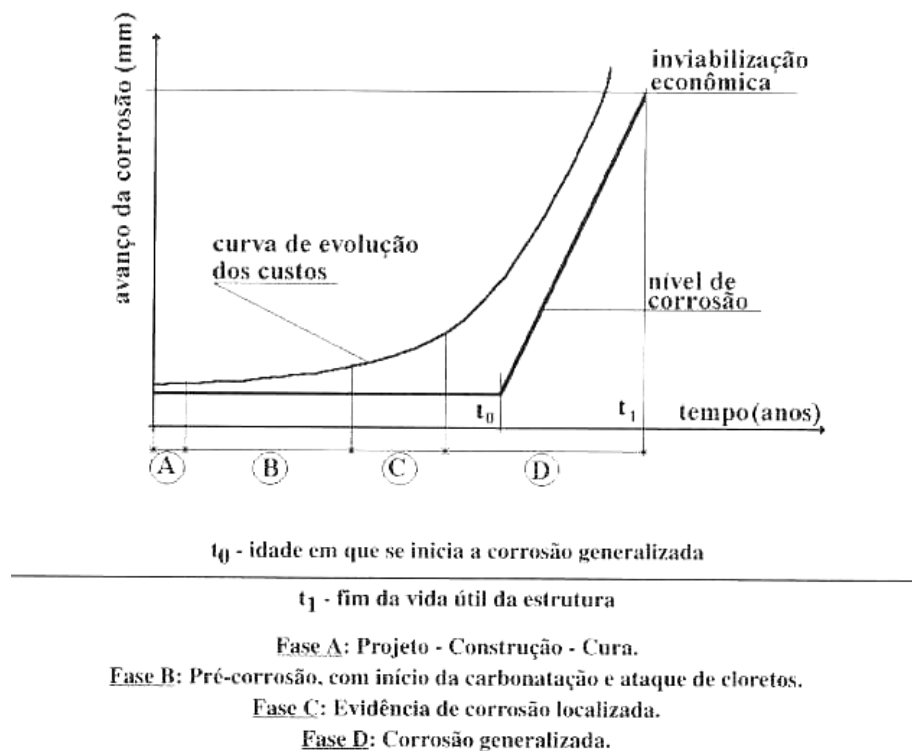


Figura 2.1: Lei de evolução de custos (SITTER, apud HELENE, 1992).

Ainda em relação à durabilidade das estruturas de concreto, tem-se na figura 2.2 a seguir, uma relação entre a vida útil da estrutura, o avanço da corrosão e a evolução dos custos para sua recuperação.

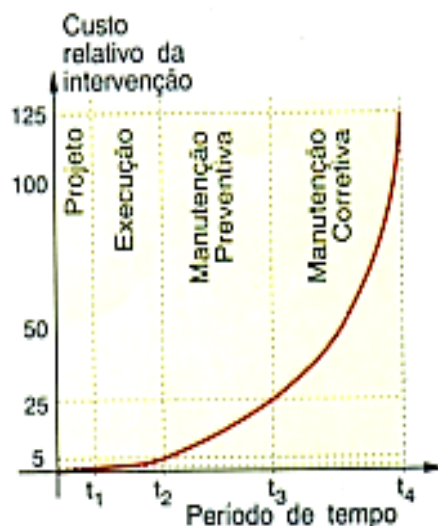


Figura 2.2: Lei dos cinco (RIPPER e SOUZA, 1998).

2.2.4 Durabilidade das pontes em concreto protendido

Segundo FALCÃO BAUER (1994), o conhecimento das manifestações patológicas em pontes de concreto protendido impõe um aviso para muitos aspectos na concepção da estrutura que, embora não são fundamentais para a capacidade resistente, possuem uma apreciável contribuição para a durabilidade e permitem, em longo prazo, uma maior facilidade na manutenção da obra de arte.

São alguns os fatores que afetam a durabilidade das pontes de concreto protendido, destacando-se:

- Concreto: O concreto, no caso de uma estrutura protendida, deve possuir uma elevada resistência nos primeiros dias em função da necessidade de protensão da estrutura e conseqüentemente um elevado esforço de compressão no concreto ainda jovem, devendo ser de elevada resistência e desempenho. Deve-se considerar, ainda, a ação agressiva das águas, a descalcificação das superfícies de concreto, acelerando a corrosão das armaduras.
- Corrosão de Armaduras: No que se refere às bainhas e cabos de protensão, a penetração de umidade pode provocar a sua corrosão que, no caso dos cabos, é acelerada pelo fato dos vazios não preenchidos com a calda da injeção ficarem com água. Essa corrosão dos cabos de protensão é mais crítica devido ao elevado estado de tensão em que se encontram.

- Fissuração do Concreto: Nesse tipo de estrutura há de se admitir a ocorrência de alguma pequena fissuração nas zonas de ancoragens dos cabos, fissurações essas que podem ser evitadas por um conveniente reforço com armadura de fretagem. Nas zonas em que se verifica uma total descompressão do concreto, também podem surgir fissuras.

Deve-se prever a necessidade de passagens de tubos e canalizações em determinados pontos da estrutura. Além disto, deve-se prever também uma ampla ventilação dos espaços fechados, evitando fenômenos nocivos de condensação de umidade e conseqüentes ações agressivas dos fungos sobre o concreto, armaduras, canalizações ou mesmo concentração de gases provenientes de vazamento de gás combustível. Também se deve considerar, nesses locais, a segurança do pessoal que os visita, assim como se deve prever a manutenção e possível troca dos aparelhos de apoio das pontes, deixando espaço junto ao apoio para o macaco tórico, que irá erguer a ponte, dimensionando o local convenientemente para tal (FALCÃO BAUER, 1994).

2.3. VIDA ÚTIL

A vida útil de uma estrutura é o período de tempo, durante o qual a estrutura conserva os requisitos do projeto relativos à segurança, funcionalidade e estética sem necessidade de intervenções não previstas, mediante as considerações das ações do ambiente sobre a durabilidade (EHE, 1999, apud KOPSCH, 2001).

A partir da execução da estrutura, inicia-se um processo evolutivo de deterioração, através da corrosão das armaduras, podendo ser avaliada pelo modelo proposto por Tuutti, em 1982, mostrando claramente que a deterioração do concreto possui dois períodos distintos, a iniciação e a propagação (figura 2.3).

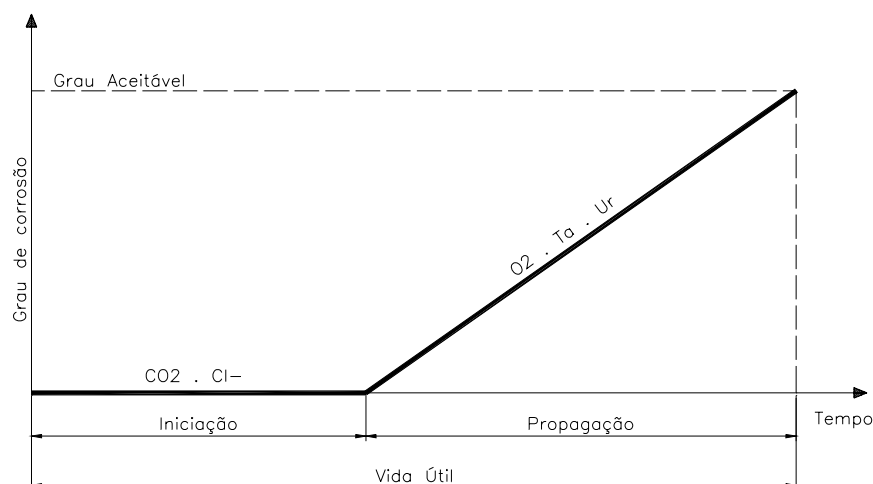


Figura 2.3: Modelo Clássico de vida útil de Tuutti, em 1982.

Na primeira fase (período entre a execução e a despassivação das armaduras) não há sinais visíveis, apesar de haver a ocorrência de destruição de algumas barreiras protetoras (carbonatação do concreto, penetração de íons cloretos, penetração de água, entre outros). Na segunda fase (propagação), ocorre uma rápida deterioração visível, inaceitáveis do ponto de vista de segurança, funcionalidade ou estética.

Helene propôs, em 1993, uma distinção de três situações e suas correspondentes vidas úteis, contemplando o fenômeno da corrosão de armaduras, por ser o mais freqüente, mais importante e mais conhecido cientificamente (figura 2.4). Estas três situações são a vida útil de projeto (despassivação da armadura), vida útil de serviço ou utilização (aparecimento de manchas, fissuras ou destacamento do concreto de recobrimento) e vida útil última ou total (colapso ou ruptura parcial ou total da estrutura).

Ainda há uma vida útil residual, correspondendo ao período de tempo em que a estrutura ainda poderá desempenhar suas funções, contado neste caso, a partir de uma vistoria e diagnóstico, podendo ser efetuado a qualquer instante da vida útil.

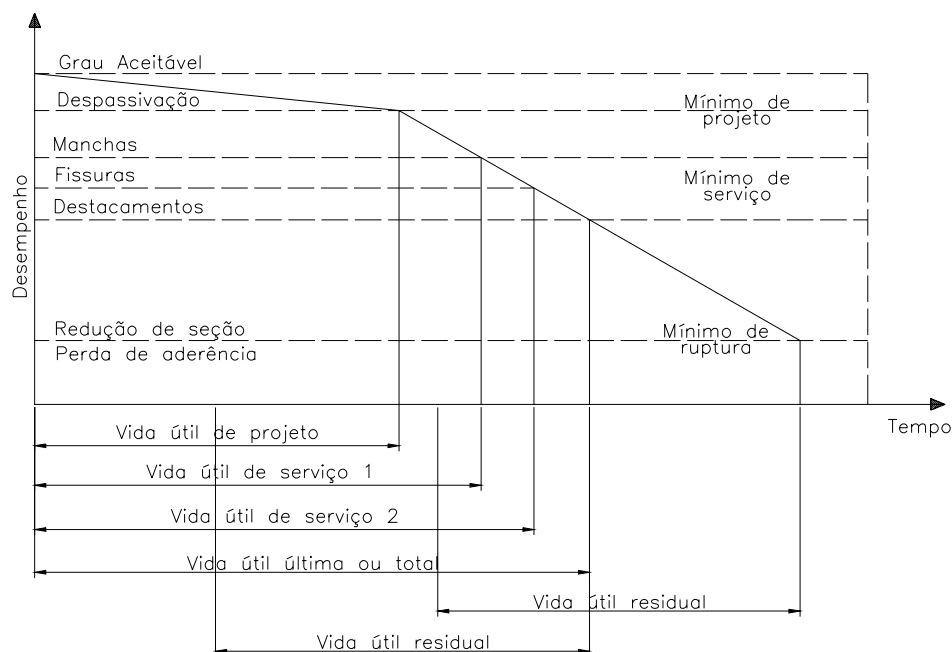


Figura 2.4: Desempenho da estrutura para corrosão no transcorrer do tempo (HELENE, 1997).

A NBR 6118 – 2000 dispõe o seguinte acerca do tempo de vida útil: “*Em obras de caráter provisório, transitório ou efêmero, é tecnicamente recomendável adotar-se vida útil de projeto de pelo menos um ano. Para as pontes e outras obras de caráter permanente, podem ser adotados períodos de 50, 75 ou até mais de 100 anos*”.

A tabela 2.5 a seguir demonstra a vida útil de projeto recomendada pelas Normas Européias:

Tabela 2.5: Vida útil de projeto recomendada pelas Normas Européias: (Comitê Europeu de Normalização CEN / EN 206, 1994):

Vida Útil	Tipo de Estrutura
1 a 5 anos	Temporárias
25 anos	Substituíveis
50 anos	Edifícios novos
100 anos	Obras de arte novas

2.3.1 Estimativa da vida útil de projeto

Conforme citado anteriormente, o projeto da NBR 6118 – 2000 fixa períodos mínimos para a vida útil de projeto para as estruturas de concreto. No entanto, pode ser feita uma previsão de vida útil utilizando-se, para tal, métodos deterministas,

considerando a penetração do dióxido de carbono e íons cloreto no concreto de recobrimento, através de critérios e valores de referência para adoção na fase de projeto (HELENE, 1997).

A equação a seguir (2.1) relaciona a profundidade de carbonatação com a raiz quadrada do tempo (GUIMARÃES, 2000).

$$e_{CO_2} = k_{CO_2} \cdot (t_a)^{1/2} \quad (2.1)$$

Onde:

e_{CO_2} : espessura ou profundidade carbonatada (mm);

t_a : tempo de exposição ao dióxido de carbono (anos);

k_{CO_2} : coeficiente de carbonatação, dependendo das características do ambiente e do concreto ($\text{mm/ano}^{1/2}$).

Logo, verificando-se *in loco*, a espessura carbonatada e , tendo-se a idade da estrutura, obter-se-á o coeficiente de carbonatação. Com o coeficiente calculado, pode-se, então, estimar o tempo que a frente de carbonatação levará para atingir a armadura, ou seja, ultrapassar o cobrimento projetado.

Em relação à penetração dos íons cloreto, pode-se avaliá-la através da 2.^a Lei de Fick (HELENE, 1993), a partir do coeficiente de difusão de íons cloreto, expressa nas equações (2.2) e (2.3):

$$\text{erf}(z) = (C_s - C_{ecl}) / (C_s - C_o) \quad (2.2)$$

$$D_{\text{efCl}} = e_{cl}^2 / 4 \cdot z^2 \cdot t \quad (2.3)$$

Onde:

C_{ecl} : teor de cloretos, em %, na profundidade e_{cl} , no tempo t ;

C_o : teor inicial de cloretos no interior do elemento estrutural, admitindo-se geralmente igual a 0,02%;

C_s : teor de cloretos na superfície do elemento estrutural, admitindo-se constante, em %;

$\text{erf}(z)$: função de erro de Gauss, conforme tabela de referência (HELENE, 1993), utilizado para a obtenção de z ;

D_{efCl} : coeficiente efetivo de difusão de cloretos (cm^2/s ou m^2/s);

e_{cl} : profundidade atingida pela frente de cloretos;

t : período de tempo considerado (segundos).

Assim como na carbonatação, verificando-se *in loco*, os teores de cloretos a diferentes profundidades, pode-se calcular o valor de “Z” e, tendo-se a idade da estrutura, obter-se-á o coeficiente de difusão de cloretos. Com este coeficiente, pode-se, então, estimar o tempo que os cloretos levarão para atingir a armadura, ou seja, ultrapassar o cobrimento projetado.

2.3.2 Vida residual da estruturas

Quando se avalia uma estrutura deteriorada, torna-se importante a verificação da vida útil residual, em função de seu comprometimento estrutural e redução de sua vida útil.

No período de vida útil residual, deve ser feita uma intervenção baseada em um processo apropriado, que inclui a inspeção *in loco*, e a realização de ensaios *in situ* e em laboratório de testemunhos e amostras retiradas da estrutura (KOPSCH, 2001).

Existem alguns processos de avaliação da vida residual de uma estrutura, processos estes que serão abordados a seguir.

2.3.2.1 Processo quantitativo

Trata de um processo que necessita da disponibilidade das características dos elementos constituintes da estrutura, o concreto e o aço.

No caso do aço devem ser investigadas a perda de seção transversal por corrosão, a perda de resistência, a perda de ductibilidade e a modificação da aderência. Já no concreto, investiga-se a perda de seção transversal, a ductibilidade e o aumento da deformação lenta (CEB RILEM, 1989, apud KOPSCH, 2001). A questão é que para a realização deste processo há necessidade de destruição de parte da peça estrutural, ou ainda, destruição da própria, no caso das armaduras.

Quando da reavaliação das características dos materiais, pode-se considerar os mesmos coeficientes de minoração das resistências utilizados no dimensionamento inicial, assim como os coeficientes de majoração das ações. No caso específico do concreto, pode-se utilizar como resistência característica, a resistência obtida através de tratamento estatístico, baseado nos ensaios *in situ* (RIPPER e SOUZA, 1998).

Portanto, a reavaliação da vida residual pode ser determinada através de cálculo, desde que todos os dados básicos estejam disponíveis, ou estimados com uma certa precisão, ou por meio de ensaios.

2.3.2.2 Processo qualitativo

Trata de um processo associado a uma classificação de danos empírica, baseada em indicações visuais, informações relativas ao uso da estrutura e experiência prévia, podendo ser utilizado em algumas situações para tomada de decisões. Pode-se utilizar para tal, o modelo proposto pelo CEB 162, classificando os níveis de deterioração do concreto em função da corrosão das armaduras (CASCUDO, 1997). A tabela 2.6 a seguir demonstra tais níveis:

Tabela 2.6: Níveis de danos segundo CEB 162 (CASCUDO, 1997).

Indicações Visuais	Níveis de Danos				
	A	B	C	D	E
Mudanças de cor	Manchas de Ferrugem	Manchas de Ferrugem	Manchas de Ferrugem	Manchas de Ferrugem	Manchas de Ferrugem
Fissuração	Algumas longitudinais	Várias longitudinais, algumas nos estribos	Acentuada	Acentuada	Acentuada
Lascamento	-	Algum	Acentuado	Perda de aderência aço/concreto em alguns trechos	Perda de aderência aço/concreto em alguns trechos
Perda de seção de aço	-	5%	10%	25%	Alguns estribos quebrados e barras longitudinais flambadas
Flechas	-	-	-	Possíveis	Aparentes

Através da inspeção visual, verifica-se o nível de deterioração da estrutura, determinando o coeficiente (v), ou relação de capacidade, relacionando a perda de capacidade de carga de um elemento estrutura em função de sua deterioração. No caso de estruturas submetidas a ataques químicos, deteriorando-se por corrosão, a Tabela a seguir (Tabela 2.7), proposta pelo CEB 162, demonstra tais coeficientes (CASCUDO, 1997).

Tabela 2.7: Valores estimados da relação de capacidade (v) – CEB 162 (CASCUDO, 1997).

Obra	Valores de relação de capacidade (v)			
	Nível de deterioração			
	A	B	C	D
Nova	0,95	0,80	0,60	0,35
Velha	0,85	0,70	0,50	0,25

Após a estimativa da capacidade, o CEB 162 recomenda a urgência ou não da intervenção na estrutura, conforme tabela 2.8, a seguir (CASCUDO, 1997):

Tabela 2.8: Critérios de urgência de intervenção – CEB 162 (CASCUDO, 1997).

Urgência de Intervenção	
v	Tempo (anos)
< 0,50	Imediata
> 0,50	1 a 2
1	10 a 20

Tal prazo caracteriza o período máximo de tempo disponível entre a caracterização dos problemas e a intervenção necessária para reparo ou reforço. (CASCUDO, 1992).

2.3.2.3 Processo modificado

O referido processo calcula o tempo necessário para que uma estrutura alcance o nível de deterioração limite que representa a perda da capacidade resistente, e conseqüentemente o esgotamento da vida útil, através do conhecimento da intensidade de corrosão. Pode ser obtida através da realização de medidas eletroquímicas *in loco* nas estruturas (BAUER, 1996). Tal intensidade definirá a velocidade de avanço do processo de corrosão, e, conseqüentemente, a perda de seção da armadura.

Conhecidas a taxa de corrosão, ou intensidade de corrosão i_{corr} ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$), pode-se calcular a penetração do ataque em expressa em $\mu\text{m}/\text{ano}$, considerando-se a equivalência $0,1\mu\text{A}/\text{cm}^2 = 1\mu\text{m}/\text{ano} = 11,5 i_{\text{corr}}$ (DURAR, 1998, apud KOPSCH, 2001), fundamentando a avaliação da redução da seção transversal das barras.

A partir do início da fase de propagação, pode-se estimar a vida útil residual para diversas bitolas de barra, relacionando redução percentual, ou diâmetro da barra, com o tempo.

Com base em expressões e gráficos pode-se estimar a vida útil de uma estrutura, ou de um elemento estrutural. No caso de um processo de deterioração por corrosão de armaduras é preferível a presença de menos barras com maiores diâmetros (CASCUDO, 1997).

2.4. MANUTENÇÃO DAS ESTRUTURAS

Conforme RIPPER (1998), o Código Modelo, CEB de 1990, em seu item 8.4.7, menciona que as estruturas devem ser calculadas, detalhadas e construídas sob a consideração do ambiente em que estão envolvidas, considerando-se uma manutenção apropriada, implicando, conseqüentemente na realização de inspeções. Além disto, nos pontos mais críticos da estrutura, deve-se prever também inspeções mais intensivas e particulares.

No caso particular de pontes, como haverá apenas um responsável durante toda sua vida útil, no caso o governo, seja ele municipal, estadual ou federal, faz-se necessário que os órgãos competentes tenham possibilidades para definir a mais adequada política de manutenção, assim como, dispor de pessoal qualificado e devidamente instrumentado para executar as manutenções com qualidade.

Conforme RIPPER (1998), de acordo com o British Standards 3811, de 1984 manutenção estrutural é: *“combinação de todas as ações de caráter técnico e/ou administrativo que tenham por fim garantir ou restabelecer, para uma determinada estrutura, as condições necessárias para que esta desempenhe, adequadamente, as funções para as quais foi concebida”*.

Logo, qualquer estrutura deverá ser concebida, projetada e detalhada segundo critérios de resistência e durabilidade, obedecendo aos seguintes aspectos:

- Facilidade de execução;
- Definição e execução de um sistema adequado de cadastramento e registro, garantindo acesso conveniente para as inspeções técnicas;
- Níveis de qualidade de execução e manutenção, definidos e controlados desde antes da finalização do projeto;
- Prévio estabelecimento de uma estratégia de manutenção.

Desta forma, se a estratégia de manutenção for definida a tempo, certamente será indicada a necessidade de que uma estrutura seja convenientemente cadastrada, estabelecendo um sistema de base de dados pertinente àquela estrutura. Portanto, os trabalhos de manutenção estratégica de uma estrutura contemplariam as seguintes fases (RIPPER, 1998):

- Cadastro: Deve-se manter um efetivo controle das atividades rotineiras de manutenção. Este cadastro deve conter ao menos um histórico da construção, compreendendo os projetos completos, investigações preliminares, diário de obra, relatórios da fiscalização; intervenções técnicas já realizadas e documentadas; recebimento da obra; registro de vistorias de rotina já realizadas; documentação fotográfica e/ou vídeo e ficha resumo, contendo as características da ponte, inclusive os pontos críticos, para serem mais cuidadosamente avaliados, quando das inspeções.

- Inspeção Periódica: Elemento indispensável na metodologia da manutenção preventiva, devendo ser adequada para cada tipo de estrutura, consistindo na programação de uma série de observações de caráter expedito que, ao serem relatadas em formulários adequados à particularidade da obra e ao meio ambiente, permitirão a tomada de providências necessárias. Devem ser registrados todos os danos e anomalias encontrados, para posterior análise.

- Inspeções Condicionadas: Devem ser feitas sempre que alguma inspeção periódica detectar a existência de problemas nas estruturas. É uma inspeção realizada com mais equipamentos e pessoal mais qualificado, devendo ser feito um cuidadoso mapeamento patológico, o qual servirá de base para o projeto, especificação e quantificação dos serviços de recuperação e/ou reforço.

- Serviços de Limpeza: Todas as estruturas devem estar sujeitas a uma rotina de limpeza. No caso das pontes, por estarem sujeitas às ações de intempéries, este serviço tem importância redobrada. Como por exemplo, o crescimento de plantas nas juntas de dilatação. Suas raízes penetram no concreto danificando-o, além da própria infiltração de água neste ponto da estrutura.

- Serviços de Reparos ou Reforços: Podem ser classificados de pequena ou grande monta. Os de pequena monta são reparos ocasionais ou de manutenção rotineira. Os reparos de maior valor podem ser divididos em três grupos básicos: renovação integral do pavimento, revisão da impermeabilização e execução de reparos ou reforços estruturais.

A Federação Internacional de Protensão – FIP (FIP, 1988), define alguns critérios para a manutenção de estruturas, baseados em categorias de inspeção, classes de estruturas e tipos de condições ambientais e de carregamento.

Categorias de inspeção:

- Rotineira: realizada regularmente, com planilhas específicas da estrutura;
- Extensiva: realizada em intervalos regulares, alternadamente com as rotineiras, objetivando uma investigação mais minuciosa;
- Especial: realizada em situações especiais, a partir de outras inspeções.

Classes de estruturas:

- Classe 1: onde a ocorrência de uma ruptura possa ter consequências catastróficas e/ou a funcionalidade da estrutura é de vital importância para a sociedade;
- Classe 2: onde a ocorrência de uma ruptura possa custar vidas e/ou a funcionalidade da estrutura é de considerável importância;
- Classe 3: onde é improvável que a ocorrência de uma ruptura possa levar a consequências fatais e/ou onde um período com a estrutura fora de serviço é tolerável.

Tipos de condições ambientais e de carregamento:

- Muito severa: o ambiente é agressivo e há carregamento cíclico e possibilidade de fadiga;
- Severa: o ambiente é agressivo, com carregamento estático, ou o ambiente é normal, com carregamento cíclico e possibilidade de fadiga;
- Normal: o ambiente é normal, com carregamento estático.

Com base nessas definições, elaborou-se a tabela demonstrada a seguir:

Tabela 2.9: Indicação de intervalos de inspeção, em anos (FIP, 1988, apud RIPPER, 1998).

Condições ambientais e de carregamento	Classes de estruturas					
	1		2		3	
	Inspeção Rotineira	Inspeção Extensiva	Inspeção Rotineira	Inspeção Extensiva	Inspeção Rotineira	Inspeção Extensiva
Muito Severa	2*	2	6*	6	10*	10
Severa	6*	6	10*	10	10*	-
Normal	10*	10	10*	-	**	**

* intercalada entre inspeções extensivas,

** apenas inspeções superficiais.

2.5. DIAGNÓSTICO

Segundo HELENE (1993), diagnóstico é a identificação e descrição do mecanismo, das origens e das causas responsáveis pela patologia encontrada em uma estrutura ou elemento estrutural (Fluxograma 2.1). A constatação de manifestações patológicas pode decorrer tanto de um sintoma externo evidente, ou de uma vistoria cuidadosa efetuada dentro de um programa rotineiro de manutenção.

Quando se verificar que a estrutura de uma ponte apresenta problemas, faz-se necessária uma vistoria mais detalhada, objetivando a determinação da real condição da estrutura, avaliando-se as anomalias existentes, suas causas e providências a serem tomadas.

A fase do levantamento de dados é extremamente importante, pois é esta etapa que fornecerá subsídios necessários para que a análise possa ser feita corretamente.

Quando da elaboração do diagnóstico da estrutura, deve-se fazer uma breve introdução geral das causas dos problemas que iniciaram o processo de corrosão (cloretos, carbonatação ou ambas). Deve haver também uma avaliação em relação à qualidade do concreto, sua porosidade e teor de umidade que podem estar influenciando a velocidade de corrosão. A descrição dos mecanismos, origens e justificativas das causas das manifestações patológicas deve ser bem detalhada, procurando, na medida do possível, correlacionar as diversas variáveis que podem influenciar o fenômeno (HELENE, 1993).

2.5.1 Inspeção visual

Segundo BROOMFIELD (1997), antes de se avaliar a estrutura através de ensaios, deve ser procedida primeiramente uma inspeção visual. Esta inspeção visual pode ser registrada através de fotografias e mapeamento de fissuras, indicando sua extensão e abertura (através de um fissurômetro). Neste momento pode-se também utilizar a auscultação, procedimento este que consiste em bater, com um martelo, por exemplo, em diversos pontos da peça para verificar se existe algum ruído diferente.

A partir da inspeção visual poderá se observar os problemas detectados na superfície da estrutura. No caso das pontes, como normalmente não há revestimento, esta inspeção ficaria facilitada, não se levando em consideração a acessibilidade a determinadas áreas da estrutura.

Relacionando a inspeção visual, com a corrosão das armaduras, pode-se avaliar preliminarmente se a corrosão deve-se ao ataque de cloretos, com a presença de pites de corrosão na superfície, ou apenas à carbonatação, quando a corrosão acontece de maneira mais generalizada (CASCUDO, 1994).

O procedimento de inspeção visual possui algumas vantagens, tais como: custo praticamente zero de materiais, possibilidade de diagnóstico apenas com a inspeção visual, podendo ainda servir como introdução aos demais ensaios a serem utilizados. No entanto, apresenta algumas desvantagens: verificação apenas das superfícies visíveis a olho nu, ausência de informações quantitativas a respeito das propriedades do concreto, necessidade de grande experiência do investigador.

2.5.2 Acessibilidade à Estrutura

Segundo FALCÃO BAUER (1994), uma das grandes dificuldades para a realização diagnósticos e ensaios nas pontes é a acessibilidade a determinadas áreas. Dependendo da altura da superestrutura, e região que atravessa, praticamente sobra apenas o tabuleiro (quando não há pavimentação asfáltica em cima), as cabeceiras e a região da estrutura localizada em terras não alagadas.

Portanto, no caso de pontes, há necessidade de outros equipamentos auxiliares para a realização de ensaios, permitindo desta forma acesso aos locais para a sua realização.

Existem os meios manuais de acesso, que são as escadas, cabos e andaimes e no caso de obras um pouco maiores pode-se utilizar torres especiais. No caso de obras de grande vulto, pode-se optar pelos meios mecânicos de acesso, que são os andaimes deslizantes, ou viaturas com braços ou plataformas elevatórias, ou ainda caminhões com braços telescópicos e rotativos. As passarelas montadas sobre caminhões são muito utilizadas em viadutos.



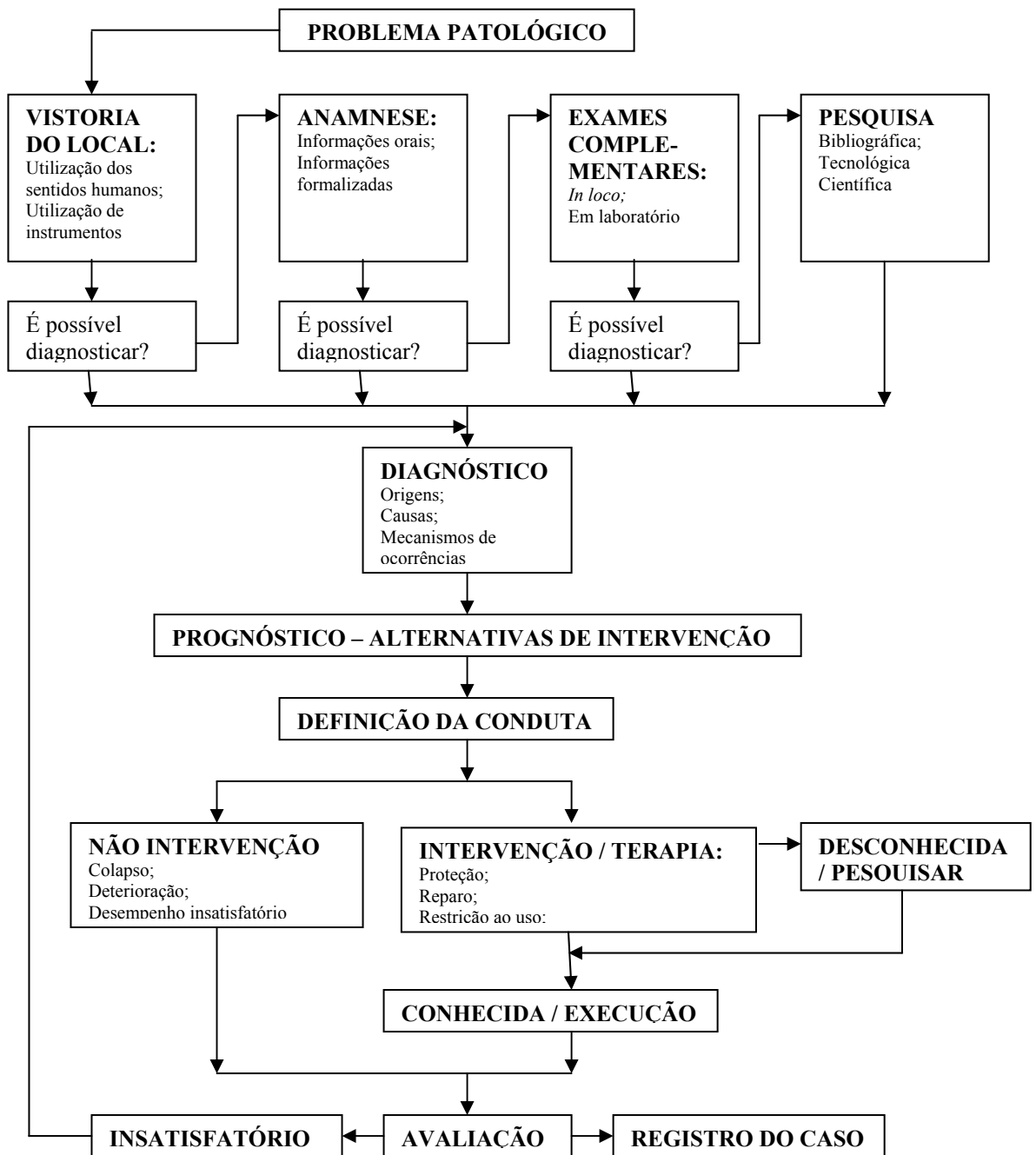
Figura 2.5: Equipamento de vistoria em pontes – caminhão (GRUPO FALCÃO BAUER – INTERNET – www.falcaobauer.com.br).



Figura 2.6: Equipamentos de vistoria em pontes – braço mecânico (GRUPO FALCÃO BAUER – INTERNET – www.falcaobauer.com.br).

Pode-se também deixar na estrutura, locais de fixação, tais como escadas, andaimes e argolas chumbados em pontos previamente escolhidos permitindo um acesso a grande parte das zonas exteriores da estrutura. No caso de seção caixão, pode-se deixar previsão de iluminação interna e quando não há energia próxima, pode-se prever a instalação de geradores de energia externos.

Em áreas submersas, a inspeção pode ser realizada por uma equipe de mergulho especializada e equipada com instrumentos que permitem sua permanência por um tempo determinado, além de rádio de comunicação para relatar à equipe externa a situação de cada anomalia encontrada, câmeras de vídeo e de fotografias especiais (ZÚÑIGA, 1998).



Fluxograma 2.1: Análise de uma estrutura com patologia (HELENE, 1993).

2.6. REPARO OU REFORÇO DA ESTRUTURA

Segundo CÁNOVAS (1988), há estruturas que apresentam degradações que estão estabilizadas, enquanto em outras, esses defeitos são progressivos. É importante salientar que, além da segurança da estrutura, quando se irá realizar um reparo ou reforço, deve-se levar em conta o fator econômico também. Muitas vezes é mais econômico destruir a estrutura antiga e construir uma nova.

Para se tomar essa decisão, deve-se inicialmente conhecer, quantitativamente, a capacidade portante da estrutura, verificando-se a diminuição da segurança. Para isto, pode-se calcular a “relação de capacidade” de um sistema, através da relação entre a segurança atual da estrutura e a que a mesma deveria possuir segundo as normas vigentes. Dependendo dos valores da “relação de capacidade” pode-se adotar várias medidas:

- Limitação de uso, diminuindo as cargas móveis;
- Modificação do sistema estrutural e/ou redistribuição de ações-efeitos;
- Restauração da capacidade de carga;
- Substituição de elementos danificados;
- Reforço da estrutura.

Conforme CÁNOVAS (1988), depois de decididas as medidas que serão tomadas e se entre elas estão o reparo ou reforço da estrutura, faz-se necessário a elaboração de um projeto. Este projeto poderá ser simples, no caso de pequenas reparações ou complexo, quando envolver reforços importantes, pois além do próprio reforço, o projeto deverá contemplar os condicionantes de caráter funcional.

No caso de reforço importante de uma estrutura, pode-se requerer medidas de segurança mediante escoras adequadas; o planejamento ordenado de todo o processo a fim de não sobrecarregar, durante os trabalhos, os elementos enfraquecidos que ainda não estejam reforçados; deixar espaços livres para movimentar materiais; interferir da menor maneira possível as instalações existentes além de não danificar elementos sadios. Pode acontecer também que, ao reforçar um determinado elemento aumenta-se sua seção e, conseqüentemente, sua rigidez fazendo com que haja uma redistribuição de tensões. Além disto, pode haver também, condicionantes de ordem estética, limitando as soluções e dificultando ainda mais a concepção do projeto (CÁNOVAS, 1988).

Uma vez definido o projeto, parte-se para a execução do reparo ou reforço da estrutura. Esses serviços são obras especiais que requerem muita experiência. Muitas reparações são fáceis de se executar estando inclusive demonstradas em muitas bibliografias. No entanto, outras são singulares, sendo difícil aplicar um padrão pré-determinado. Nesses casos, a imaginação e o preparo do engenheiro entram em cena para a solução do problema. Estes serviços, por serem delicados, requerem cuidados especiais, uma vez que, qualquer descuido pode diminuir a eficácia do resultado esperado. Portanto, o pessoal que irá executar o serviço deve ser de inteira confiança e possuir um sentido de responsabilidade (CÁNOVAS, 1988).

2.7. POROSIDADE E PERMEABILIDADE DO CONCRETO

2.7.1 Porosidade do Concreto

Segundo NEVILLE (1997), entende-se por porosidade o conjunto de vazios ou poros formados no interior do concreto, caracterizados por forma, volume, área específica, intercomunicação entre si e distribuição dimensional. O volume total de poros é um fator fundamental para as propriedades do concreto endurecido. A porosidade capilar normalmente é relacionada como uma fração do volume total da pasta de cimento hidratada, podendo ser expressa através da seguinte expressão (2.7):

$$P_c = (a/c - 0,36 \cdot h) / (0,317 + a/c) \quad (2.7)$$

Portanto, segundo essa expressão, a porosidade depende da relação água/cimento (a/c) e do grau de hidratação (h), sendo válida para pastas totalmente compactadas. Constata-se que o termo a/c no numerador da equação é o principal fator de influência na porosidade. Destaca-se que o tipo de aglomerante deverá ser considerado também, o que não está demonstrado na equação 2.7. Logo, a equação acima é válida apenas para um determinado tipo de cimento.

A figura 2.7 a seguir ilustra a variação da porosidade do concreto:

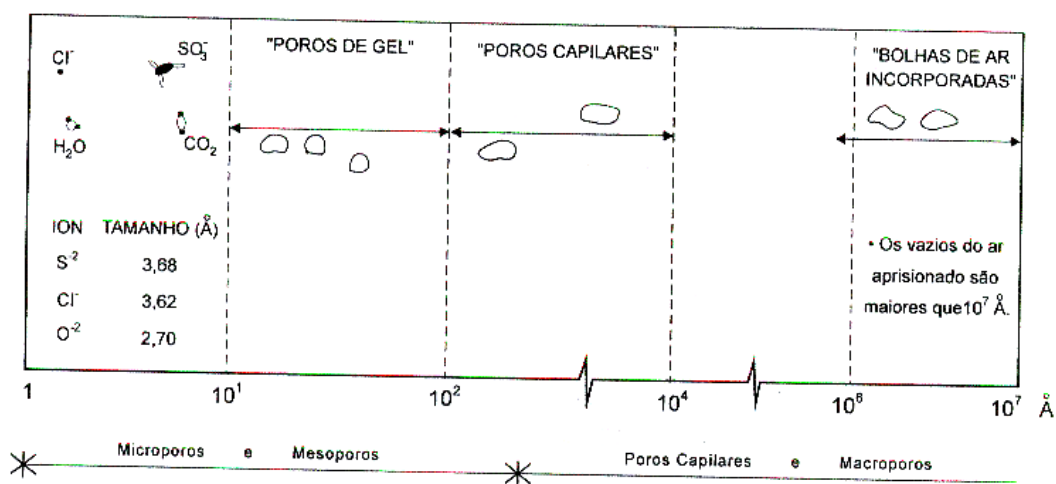


Figura 2.7: Diagrama apresentando os tamanhos de íons, moléculas gasosas e poros do concreto (CABRERA, 1990, apud SILVA, 1995).

2.7.2 Permeabilidade do Concreto

Segundo NEVILLE (1997), permeabilidade é designada como o movimento global de fluídos através do concreto. Refere-se ao escoamento de um fluído através de um meio poroso, e que, no caso do concreto, também ocorre por difusão e absorção.

Dependendo das condições ambientais e das características dimensionais do elemento de concreto, quase toda a água evaporável disponível no concreto será trocada gradualmente com o meio exterior, deixando os poros vazios ou não saturados. Sendo a água evaporável, livre para movimentos internos, um concreto será menos vulnerável a fenômenos destrutivos relacionados com a água, se houver pouca ou nenhuma água evaporável remanescente após endurecimento, considerando que a exposição subsequente do concreto ao meio ambiente, não leve a re-saturação dos poros. (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

Assim como a porosidade capilar, a permeabilidade também é influenciada pela relação água/cimento e pelo grau de hidratação. A grande influência da segmentação de capilares na permeabilidade ilustra o fato de que ela não é uma simples função da porosidade, pois há possibilidade de dois corpos porosos terem a mesma porosidade, mas permeabilidades diferentes, bastando para isto a presença de passagens largas interligando os poros capilares (NEVILLE, 1997).

Para se melhorar a durabilidade do concreto é interessante obter-se uma baixa permeabilidade, utilizando-se, para isto, de uma relação água/cimento baixa. A obtenção de um elevado grau de hidratação, para que o sistema de poros capilares seja segmentado por cimento gel, requer um período mínimo de cura úmida (NEVILLE, 1997).

O objetivo da cura é evitar a secagem prematura, mantendo o concreto saturado, até que os espaços preenchidos com água na pasta fresca reduzem-se pelos produtos da hidratação do cimento (SILVA, 1995).

Verifica-se, portanto, que a permeabilidade possui grande relação com os processo químicos e físicos de deterioração do concreto. Como a princípio, resistência e permeabilidade estão relacionadas através da porosidade capilar, se aumentar a resistência, reduzir-se-á conseqüentemente a permeabilidade. Uma redução na porosidade (redução do volume dos grandes vazios), reduzindo a permeabilidade, pode ser obtida através de condições adequadas de cura, compactação e redução de valor da relação água/cimento (KOPSCH, 2001).

2.8. CONTAMINAÇÃO DO CONCRETO POR ÍONS CLORETOS

Segundo FIGUEIREDO (1993), aponta-se a corrosão da armadura devido à ação dos cloretos como um dos mais sérios problemas que sofre este material. Os íons cloreto atingem o concreto através das seguintes maneiras:

- Uso de aceleradores de pega que contêm CaCl_2 ;
- Impureza indesejada dos agregados (areia e brita) e da água de amassamento;
- Atmosfera marinha (maresia);
- Água do mar, no caso de estruturas marítimas;
- Processos industriais, como por exemplo, a etapa de branqueamento de indústrias de celulose.

Tais íons podem ser encontrados no interior do concreto nas seguintes formas:

- Quimicamente combinados (cloroaluminatos);
- Fisicamente absorvidos na superfície dos poros de hidratação;
- Livres na solução dos poros de concreto.

Uma certa quantidade de íons cloreto pode ser tolerada sem risco de corrosão, já que após reagirem com os aluminatos, provenientes da hidratação do cimento, estes íons não estarão livres para atacar o filme passivante (HANSSON, 1985, apud FIGUEIREDO, 1993). Apesar disto, há uma concentração tal que estes íons cloreto podem romper a camada de óxidos passivante e estimular a corrosão da armadura. Este valor não é fixo e pode variar para cada norma e país, em função, entre outros fatores, do tipo de cimento e do ambiente. A tabela 2.10 a seguir demonstra tais variações.

Tabela 2.10: Limites de norma para teor total de cloretos (HELENE, 1993).

País	Norma	Limite Máximo* de Cl ⁻ para: (%)		Limite referido
		Concreto Armado	Concreto Protendido	
Brasil	NBR 6118**	≤0,05	-	Água de amassamento
	NBR 7197	-	≤0,05	
	NBR 9062	-	≤0,05	
Espanha	EH-88	≤0,40	-	Cimento
	EP-80	-	≤0,10	Cimento
Estados Unidos	ACI 222	≤0,20	≤0,08	Cimento
	ACI 201	≤0,20	≤0,08	Cimento
	ACI 318	≤0,30 (ambiente normal)	≤0,06	Cimento
		≤0,15 (ambiente cloretos)		
		≤1,00 (ambiente seco)		
Europa	CEB	≤0,05	≤0,025	Cimento
	CEB-FIP	≤0,40	≤0,20	Concreto
Europa	ENV 206	≤1,00 (concreto simples)	≤0,20	Cimento
		≤0,40		
Inglaterra	CP-110	95%*** ≤ 0,35	100%*** ≤ 0,06	Cimento
		100%*** ≤ 0,50		
Japão	JSCE SP-2	≤0,60 kg/m ³	≤0,30 kg/m ³	Concreto

* % de íon de cloro (Cl⁻) . 1,648 = % equivalente de NaCl – Cloreto de sódio.

% de íon de cloro (Cl⁻) . 1,565 = % equivalente de CaCl₂ – Cloreto de cálcio.

** A seção 8 da NBR 6118/78, limita o teor máximo total de cloretos em relação à água de amassamento, em 500mg/L, ou seja, 0,05%. Para um concreto de 360kg de cimento por m³ e de relação de água/cimento igual a 0,5, esse limite corresponde a 0,025% da massa de cimento, o que é extremamente exigente.

*** Nível de confiança.

Constata-se uma variação considerável para os valores limites apresentados nas normas acima demonstradas, bem como ao limite referido, se à água de amassamento, concreto, ou cimento.

O teor de cloretos totais é a soma dos cloretos livres, com os combinados (cloroaluminatos), sendo que apenas os cloretos livres são perigosos e agressivos à armadura (ANDRADE, 1992). O teor de cloretos totais é na verdade o teor retido em uma solução de ácido nítrico ao se proceder a extração, obtendo-se o teor de cloretos solúveis em ácido. O teor de cloretos solúveis em água representa a quantidade de cloretos livres na solução dos poros. Portanto, estabelecer um teor total de cloretos pode, muitas vezes, ser muito rígido uma vez que apenas os cloretos livres são agressivos à armadura. Entretanto, dependendo das condições de exposição e agressões de outros íons, os cloretos combinados podem se tornar livres, aumentando o risco de corrosão. Logo, o teor de cloretos não pode ser tomado isoladamente para se prever o risco de corrosão. Deve-se além disto, verificar as condições de O₂ e a existência de eletrólito (resistividade elétrica) (KULAKOWSKI, 1995).

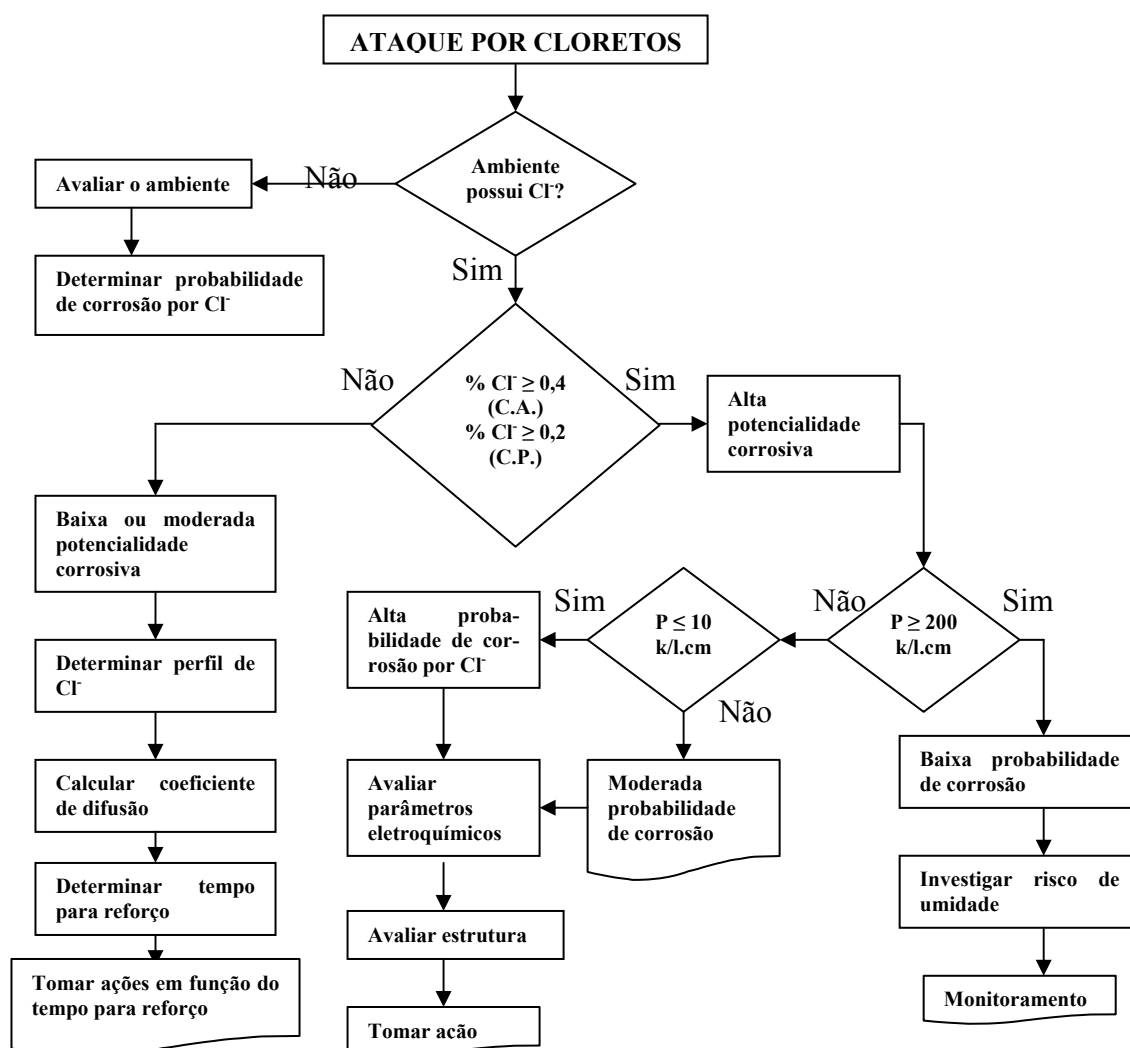
2.8.1 Penetração de cloretos

Segundo FIGUEIREDO (1993), o mecanismo de penetração dos íons cloreto, na forma de cloretos livres, desencadeando o processo de corrosão, depende de uma série de fatores relacionados a seguir:

- Tipo de cátion associado aos cloretos;
- Tipo de acesso ao concreto (antes ou depois de endurecido);
- Presença de outro ânion como o sulfato;
- Tipo de cimento empregado;
- Relação água/cimento (a/c);
- Estado de carbonatação do concreto;
- Condições de produção e cura do concreto;
- Umidade ambiental (saturação dos poros do concreto);
- Quantidade por m³ de cimento.

No caso de concreto endurecido, os cloretos do ambiente podem penetrar na estrutura através de mecanismos clássicos de penetração de água e transporte de íons. Os cloretos potencialmente agressivos encontram-se na natureza na forma dissolvida em água. No caso de sólido (cristal), não há risco de penetração no concreto uma vez que possui dimensões bem maiores que os cristais usuais. Acontece que a água pode dissolvê-lo, transportando-o para o interior do concreto, através de diversos mecanismos: absorção capilar, difusão, permeabilidade ou migração de íons por ação de um campo elétrico (HELENE, 1993).

O fluxograma 2.2 a seguir demonstra uma avaliação e diagnóstico de uma estrutura sujeito ao ataque de cloretos:



Fluxograma 2.2: Avaliação e diagnóstico de uma estrutura sujeita ao ataque por cloretos (RINCÓN, 1997).

2.8.1.1 Penetração por absorção capilar

Segundo HELENE (1993), a absorção capilar da água no concreto é um dos fatores mais difíceis de serem controlados, uma vez que o material é hidrófilo (grande afinidade com água). A ascensão capilar pode ser modelada pela clássica Lei de Jurin. A princípio, quanto menor o diâmetro dos capilares, maior a pressão capilar e maior a profundidade no concreto atingida pela absorção capilar. No entanto, quanto maior o diâmetro dos capilares, maior a absorção de água. Na realidade, o mais importante nestes casos é a intercomunicabilidade. Normalmente, concretos com reduzida relação água/cimento possuem capilares com menor diâmetro e com menor intercomunicação,

portanto absorvendo uma menor quantidade de água, além de uma menor profundidade de penetração da água.

Inicialmente, a melhor maneira de reduzir a absorção capilar seria a utilização de aditivos incorporadores de ar e aditivos de ação hidrofugante de massa. As pequenas bolhas de ar incorporadas ao concreto serviriam de barreira, cortando a comunicação entre os capilares, diminuindo a absorção. Alguns aditivos impermeabilizantes também reduzem a absorção capilar, entretanto reduzem a resistência à compressão do concreto. Também deve ser considerado o grau de saturação do concreto, uma vez que não pode haver absorção capilar em um concreto já saturado. O concreto deve estar com os poros secos ou parcialmente secos para que possa absorver água. Portanto, concretos que estão permanentemente saturados não correm o risco de penetração de água agressiva, por capilaridade. (HELENE, 1993).

2.8.1.2 Penetração por difusão

A difusão é um mecanismo de transporte de gases, líquidos e substâncias dissolvidas no concreto por efeito de diferença de concentração, que pode ser expressa pela 2.^a Lei de Fick da difusão (a quantidade de substância transportada depende do gradiente de concentração e do coeficiente de difusão). A difusão de substâncias dissolvidas, como os íons cloreto, é gerada por um mecanismo de transporte que tem como força propulsora a diferença de concentração da substância que se difunde (CEB, 1991).

Segundo HELENE (1993), o coeficiente efetivo de difusão depende da natureza do material através do qual ocorre a difusão, da dimensão e distribuição dos seus poros, além da natureza do líquido que o difunde. A temperatura também altera a difusão. Além disto, o fato de parte dos cloretos reagir com certos compostos da hidratação do cimento, ficando retidos, altera também a difusividade.

2.8.1.3 Penetração por permeabilidade (sob pressão)

O escoamento de fluidos através do concreto, em decorrência de pressão hidrostática exterior entre dois pontos, é considerado como escoamento em corpo poroso, que em regime permanente e laminar pode ser descrito pela Lei de Darcy, onde o volume de líquido escoado num intervalo de tempo depende do gradiente hidráulico e

coeficiente de permeabilidade ao líquido, que é um parâmetro intrínseco do material (CEB, 1991).

A permeabilidade do concreto de cobrimento para misturas com agregados densos e são, corretamente lançadas, adensadas e curadas é fortemente determinada pela permeabilidade da pasta de cimento, sendo dependente da natureza, distribuição e quantidade total de poros e do grau de hidratação da pasta. Já a permeabilidade da pasta depende da composição do cimento, relação água/cimento e grau de hidratação do cimento (HELENE, 1993).

A tabela 2.11 a seguir demonstra as espessuras mínimas de cobrimento que evitariam o alcance das águas contaminadas às armaduras, considerando-se uma vida útil para a estrutura de 50 anos.

Tabela 2.11: Espessuras mínimas de cobrimento de concreto à armadura para evitar o alcance de soluções agressivas por percolação (HELENE, 1993).

a/c (kg/kg)	Idade (dias)	Fck (MPa)	Coeficiente de permeabilidade – k (10^{-12} cm/s)	x*(mm)
0,38	1	13	2.000.000	126
	7	33	20.000	33
	28**	45	2	17
0,42	1	10	8.000.000	259
	7	29	80.000	68
	28**	40	8	35
0,48	1	9	25.000.000	459
	7	25	25.000	121
	28**	35	25	62
0,60	1	4	500.000.000	2.072
	7	16	500.000	548
	28**	25	500	280
0,70	1	2	5.600.000.000	6.926
	7	12	56.000.000	1.834
	28**	20	5.600	936

* Parede de concreto armado submetida à pressão de 5 m.c.a., usual em reservatórios, em estações de tratamento de água, em estações de tratamento de efluentes e em grandes tanques industriais.

** Coeficiente de permeabilidade praticamente equivalente ao de 50 anos.

2.8.1.4 Penetração por migração

A ação de um campo elétrico, como o gerado pelas células de corrosão eletroquímica, pode transportar e concentrar íons, por migração. Neste caso o transporte de massa seguirá a Lei de Farady (HELENE, 1993).

2.8.2 Parâmetros determinantes da velocidade e profundidade de penetração dos íons cloreto

2.8.2.1 Composição, tipo e quantidade de cimento

Cimentos com baixas quantidades de aluminato tricálcico (C_3A) possuem pouca capacidade de imobilizar os íons cloretos através da formação de um sal complexo insolúvel, cloro-aluminato de cálcio hidratado, que reduz a concentração de íons cloreto livres na solução aquosa dos poros do concreto. (FIGUEIREDO, 1993).

A introdução de sílica ativa em pastas de cimento, assim como a adição de escória e cinza volante leva a uma diminuição da difusibilidade dos cloretos em relação ao cimento. Segundo SANDBERG (1998), o uso de 5 a 10% de sílica ativa no cimento tem um efeito positivo na redução difusibilidade dos cloretos. Já um cimento resistente a sulfatos (com baixa quantidade de C_3A) apresenta um aumento significativo da difusão dos íons (FIGUEIREDO, 1993).

2.8.2.2 Cura

As condições de cura possuem um grande efeito sobre as propriedades de transporte de pastas de cimento endurecidas, e, portanto, sobre a difusibilidade dos íons cloretos. As condições de cura modificam a estrutura dos poros da pasta, alterando a porosidade final do concreto (PAGE, 1981, apud FIGUEIREDO, 1993).

2.8.2.3 Fissuras

Projetar uma estrutura de modo que a máxima deformação do aço à tração não ultrapasse a correspondente deformação máxima de ruptura à tração do concreto é extremamente antieconômico. Nos casos comuns, a fissuração existe, só sendo evitado em obras de concreto protendido, através da introdução de uma compressão ao concreto, ou em obras de contenção de líquidos agressivos (HELENE, 1993).

Quando uma estrutura de concreto está exposta a um ambiente que contém íons cloreto, a quantidade necessária de cloretos para iniciar o processo de corrosão será inicialmente atingida nas regiões fissuradas, formando pequenas regiões anódicas no interior das fissuras e catódicas fora delas. A velocidade da corrosão dependerá da abertura da fissura, qualidade do concreto e relação área catódica / área anódica (FIGUEIREDO, 1993).

2.8.2.4 Carbonatação

Quando um concreto começa a carbonatar, parte dos cloretos combinados passam a condição de livres, podendo, portanto, atingir o limite crítico de rompimento da camada passiva, que protege a armadura. Esta combinação entre a carbonatação e cloretos é normalmente a causa dos problemas mais severos de corrosão (FIGUEIREDO, 1993).

Para as estruturas de concreto armado correntes, os efeitos da interação entre a carbonatação e os íons cloreto levam a uma aceleração da velocidade de corrosão, se comparada à ocorrência dos dois ataques independentemente (ROPER, 1989, apud FIGUEIREDO 1993).

2.8.2.5 Condições climáticas e microclimas

Segundo CASTRO (2001), o microclima pode influenciar a velocidade de penetração dos íons cloretos no concreto. Pesquisa realizada demonstrou que concretos com diferentes relações a/c, expostos durante 24 (vinte e quatro) meses, a diferentes concentrações de íons cloreto, curados durante 7 (sete) dias, em geral mostraram aumento da concentração de íons em função da proximidade do mar e do tipo de concreto. Isto mostra que, apesar dos períodos de chuvas, a concentração de íons demonstra uma profunda relação com a distância do mar. Segundo este estudo, o projeto de elementos estruturais poderia não ser baseado apenas na qualidade do concreto, mas também na distância do mar.

Em função do meio-ambiente em que está inserida a estrutura, pode haver diferentes velocidades de penetração dos íons. A variação da umidade relativa do ar, a quantidade de chuvas, a temperatura ambiente, são fatores que influenciam o teor de cloretos. A maneira com que a concentração de íons cloreto muda com o passar do tempo é resultado da interação com o meio-ambiente. Pode-se utilizar, para estes casos, modelos matemáticos para analisar tal variação; no entanto, o resultado só será válido para o local estudado (CASTRO, 2001).

2.8.2.6 Grau de Saturação – GS da Pasta de Cimento Endurecida

Segundo GUIMARÃES (2001), *“o GS da pasta de cimento é um fator mais decisivo na intensidade de penetração de íons cloreto que o teor de umidade, assim como a interligação dos poros é mais importante que o teor de vazios”*. Quanto maior o Grau de Saturação – GS, mais intensa será a penetração de cloretos.

2.8.3 Ensaio de Teor de Cloretos

Para se obter o teor de cloretos, deve-se retirar amostras de concreto de pontos estratégicos da estrutura ou corpo-de-prova. É preferível retirar as amostras através de emprego de perfuratrizes eletromecânicas ou pneumáticas, podendo penetrar no concreto até a profundidade desejada (cobrimento), coletando o material moído em uma quantidade suficiente para a realização do ensaio (20g). Segundo BROOMFIELD (1997), deve-se desprezar os primeiros 5mm, em função deste trecho mostrar geralmente elevados teores de sais, ou teores muito baixos de cloretos em função da lavagem das chuvas. De acordo com KOPSCH (2001), o pó que sai da perfuração pode ser captado por um suporte de alumínio que contém, na sua ponta inferior, um saco plástico para o armazenamento do pó, tendo-se como vantagem, o pequeno desperdício de pó.

Para a determinação dos cloretos totais, deve-se tomar uma porção de 20g de material moído e seco, com uma aproximação de 1mg, dissolvendo-a em 50ml de água, adicionando-se 10ml de ácido nítrico (HNO_3). Deve-se aquecer a amostra até que se apresente completamente atacada. Pode-se então adicionar um pouco mais de ácido para garantir um excesso. Esfria-se a amostra até a temperatura ambiente, filtra-se o material em um funil de Buncher sob sucção utilizando papel filtro de porosidade média, lavando o resíduo várias vezes com água (ANDRADE, 1992).

No caso da determinação dos cloretos livres, deve-se também tomar uma amostra de 20g, introduzindo-a em um Erlenmeyer com 500ml de capacidade. Adiciona-se então cerca de 200ml de água destilada, agita-se bem durante uma hora até dissolver a amostra. Filtra-se o material da mesma maneira do ensaio anterior. O material filtrado e as águas de lavagem devem ser transferidos para um frasco Erlenmeyer onde são adicionados 10ml de ácido nítrico (HNO_3). A seguir adiciona-se nitrato de prata (AgNO_3), 1M, com o auxílio de uma bureta até verificar que todo o

cloreto precipitou. Adiciona-se então mais 5ml da solução de nitrato de prata (AgNO_3), 1M, até a ebulição para coagulação do precipitado do cloreto de prata (AgCl). Esfria-se a amostra até a temperatura ambiente, adiciona-se 10ml de álcool benzílico ($\text{C}_6\text{H}_5\text{CH}_2\text{OH}$) e agita-se a mesma. Adiciona-se então 10ml de indicador de Volhard, sulfato de amônia e ferro (III), ($\text{FeNH}_4(\text{SO}_4)$), avaliando-se o excesso de nitrato de prata com tiocianato de amônia (NH_4SCN), 1M, até que apareça uma coloração avermelhada permanente (ANDRADE, 1992).

Preferivelmente deve-se adotar a determinação do teor de cloretos totais, uma vez que se pode comparar os valores encontrados com os valores estabelecidos em normas (vide tabela 3.10). O resultado do teor de cloretos pode ser referido ao peso total da amostra de concreto ou ao consumo de cimento, sendo geralmente expresso em porcentagens de cloretos solúveis em relação à massa de cimento, ou concreto, em % de Cl^-/kg , ou ainda Cl^-/m^3 de concreto (HELENE, 1993).

2.8.4 Relação entre teor de cloretos totais e livres

Segundo SANDBERG (1999), a relação entre o teor de cloretos totais e livres é derivada do equilíbrio da pasta de cimento ou da argamassa em soluções salinas. Num concreto ao ar livre não há equilíbrio, enquanto que num concreto submerso, o gradiente de concentração de cloretos é acompanhado pelo gradiente de concentração de hidróxidos. Por isso, o efeito da concentração de hidróxidos nos cloretos combinados (totais menos livres) irá aumentar a quantidade destes cloretos no caso de um concreto submerso. Como consequência, a relação entre os cloretos totais e livres tornar-se-á linear no caso de concretos ao ar livre.

Segundo LU (2002), a relação entre o teor de cloretos totais e livres é da ordem de 2,2 a 3,4, sendo que a média é em torno de 2,8 (180% a mais de cloretos totais). Portanto, considerando-se algum tipo de erro nas medições, pode-se chegar a uma relação de 3,0. Ou seja, a quantidade de cloretos combinados é aproximadamente o dobro da quantidade de cloretos livres. Esta relação pode ser útil para se avaliar a vida útil do concreto, comparando-o com sua permeabilidade, uma vez que aditivos que reduzem a permeabilidade do concreto, como sílica ativa, cinza, entre outros, também reduzem o teor de cloretos livres, aumentando, por outro lado, a relação entre os cloretos combinados e os livres. Isto acontece também com o acréscimo de cimento e água de amassamento.

2.8.5 Teor de cloretos na atmosfera

Trata-se de um ensaio que permite a verificação do teor de cloretos existente na atmosfera na qual a ponte está inserida. Para a realização deste ensaio há a Norma ASTM G 140-96, que demonstra o equipamento necessário e toda a metodologia para a verificação do teor de cloretos. É utilizado um aparato contendo, entre outros, um tubo de ensaio, algodão, Frasco de Erlenmeyer, uma solução com glicerina e ácido apropriado, além de um equipamento de suporte e fixação.

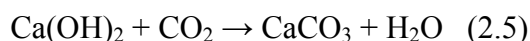
2.9. CARBONATAÇÃO

Segundo HELENE (1995), carbonatação é o fenômeno da transformação (conversão em carbonato) de um determinado sal proveniente da reação de neutralização em que participe o ácido carbônico (H_2CO_3).

No caso de estruturas de concreto, a carbonatação é um processo de deterioração provocado pelo dióxido de carbono (CO_2) existente na atmosfera, tornando-se reativo mediante a solubilização na água, formando o ácido carbônico. Em função da permeabilidade do concreto e do preenchimento dos poros por solução aquosa saturada de íons alcalinos (hidróxido de cálcio – $\text{Ca}(\text{OH})_2$), a carbonatação é um processo físico-químico que envolve a difusão do dióxido de carbono e a posterior reação química do mesmo dissolvido na água (KOPSCH, 2001).

O hidróxido de cálcio presente nos poros do concreto eleva o pH do meio a valores da ordem de 12 a 13, formando um filme de óxidos na superfície da armadura. Tal filme é resistente e aderente, impedindo a corrosão das armaduras. Neste caso a armadura está passivada (HELENE, 1995).

Em resumo, a reação da carbonatação, formando carbonato de cálcio e água, está demonstrada na equação 2.5 a seguir:



Esta reação reduz o pH do meio para valores insuficientes à passivação das armaduras, uma vez que consome hidróxido de cálcio. Se o pH cai para valores inferiores a 10 ou 9, inicia-se o processo de corrosão das armaduras, desde que exista oxigênio e umidade (HELENE, 1995).

2.9.1 Fatores determinantes da velocidade e profundidade de carbonatação

Segundo FIGUEIREDO (1993), a velocidade e a profundidade da carbonatação dependem de fatores relacionados com o meio ambiente e com as características do concreto endurecido.

2.9.1.1 Concentração de CO₂

Quanto maior a concentração de CO₂ na atmosfera, maior a velocidade de carbonatação, principalmente para concretos com elevada relação a/c. O CO₂ pode variar em função do meio ambiente conforme se demonstra a seguir (FIGUEIREDO 1993):

- Meio rural: 0,03% em volume;
- Laboratório: 0,10% em volume;
- Grandes cidades: 0,30 a 1,00% em volume;
- Túneis, garagens, indústrias: pode ser maior que 1,00% em volume.

Segundo HELENE (1993), quando se trata de carbonatação, o que interessa saber é a qualidade do concreto de cobrimento e não a qualidade no interior do componente estrutural. É a qualidade deste cobrimento que irá controlar a velocidade da carbonatação.

2.9.1.2 Umidade relativa do ambiente

Segundo KAZMIERCZAK (1993), a umidade relativa do ambiente influencia diretamente a velocidade de carbonatação, uma vez que atua diretamente no grau de saturação dos poros capilares do concreto. Como os poros do concreto podem conter diferentes quantidades de água em função da umidade relativa do ar, a difusão de CO₂ é bastante diferente quando o meio difusor é a água e não o ar (FIGUEIREDO, 1993).

Quando os poros do concreto estão completamente preenchidos de água (umidade relativa muito elevada, ou durante a cura do concreto), o CO₂ primeiro dissolve-se na água. Acontece que a velocidade de difusão do CO₂ na água é cerca de 10.000 vezes inferior à difusão no ar, portanto, a carbonatação, nestes casos, é tão lenta que pode ser desprezada. Por outro lado, quando a umidade é muito baixa, há pouca dissolução do Ca(OH)₂ sólido e do CO₂ gasoso na água capilar, retardando ou impedindo a carbonatação (KAZMIERCZAK, 1993).

Logo, pode-se constatar que os maiores graus de carbonatação ocorrem quando a umidade relativa do ar está entre 50 e 65%. Por outro lado, em ambientes com umidade relativa do ar inferior a 20% ou superior a 95% praticamente não ocorre o fenômeno da carbonatação (FIGUEIREDO, 1993). A figura 2.8 a seguir demonstra a referida variação.

Pode-se verificar a influência da umidade relativa do ar comparando-se a profundidade de carbonatação em elementos internos (protegidos) e externos. Os últimos, sujeitos a ciclos de molhagem e secagem, apresentam uma profundidade de carbonatação superior (KAZMIERCZAK, 1993).

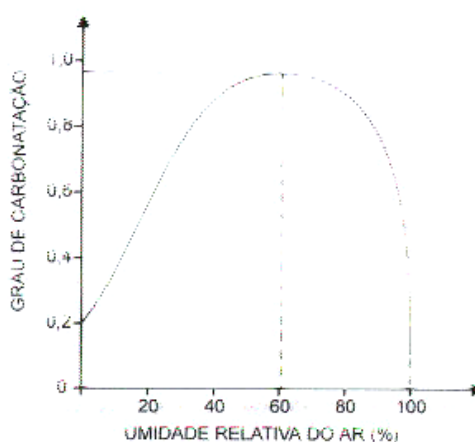


Figura 2.8: Carbonatação do concreto em função da umidade (CÁNOVAS, 1988).

2.9.1.3 Tipo e quantidade de cimento

Segundo FIGUEIREDO (1993), cada tipo de cimento possui uma diferente quantidade de compostos alcalinos para reagir com o CO_2 presente na atmosfera. Os cimentos com adições aumentam a velocidade de carbonatação, quando comparados a cimentos Portland puros.

Além disto, quanto maior a quantidade de cimento por m^3 de concreto, maior será a profundidade de carbonatação. No entanto, em alguns ensaios, a consistência do concreto permaneceu sem alteração, enquanto a quantidade de cimento foi aumentada, resultando numa relação a/c maior para o concreto com maior quantidade de cimento. A adição de cinza volante ao concreto fez com que aumentasse a carbonatação, o mesmo ocorrendo quando a quantidade de cimento, ou cimento mais cinza volante for aumentada (FIGUEIREDO, 1993).

2.9.1.4 Relação água/cimento (a/c)

Quanto maior a relação a/c, maior será a porosidade e permeabilidade do concreto, uma vez que tal relação está profundamente relacionada com a quantidade e tamanho dos poros. Quanto maior a porosidade, mais facilmente o CO₂ penetra no concreto, difundindo-se. Logo, em função da relação inversa entre o aumento da relação a/c e a resistência à compressão em concretos mais resistentes, a carbonatação é menor (FIGUEIREDO, 1993).

Dessa maneira, concretos com alta resistência à compressão ($\geq 50\text{MPa}$) podem ser viabilizados com menores espessuras de cobrimento, desde que a relação a/c seja efetivamente pequena e a execução da obra, principalmente a cura, sejam de qualidade (HELENE, 1993).

2.9.1.5 Condições de cura

Quanto maior o tempo de cura, maior será o grau de hidratação do cimento, menor será a porosidade e permeabilidade e, conseqüentemente, menor será a carbonatação (FIGUEIREDO, 1993).

2.9.1.6 Fissuras

Através das fissuras, o CO₂ pode penetrar mais facilmente para o interior do concreto. A fissura corresponde a mais uma área onde há contato do concreto com a atmosfera. Dependendo da dimensão da fissura e da quantidade de íons OH⁻ e água no interior da fissura, o processo de carbonatação pode ser responsável pelo fenômeno de autocicatrização da fissura (FIGUEIREDO, 1993).

2.9.1.7 Orientação Geográfica

Segundo CASTRO (2000), a orientação geográfica da estrutura, protegendo-a da brisa marinha, e do movimento solar, são fatores que influenciam a taxa de carbonatação. Em pesquisa realizada, mais de 50% das construções testadas não eram bloqueadas da brisa marinha, no entanto, as condições atmosféricas permitiam menos tempo de umidade no lado leste do que no oeste. Desta maneira, a taxa de carbonatação foi maior no lado leste do que no oeste.

Do ponto de vista de engenharia, em construções costeiras, pode-se pensar em protegê-las da ação da brisa marinha, utilizando-se para tal, árvores, paredes, etc.. No entanto, este “bloqueio” poderá aumentar a carbonatação no caso de cura inadequada, ou concreto com baixa qualidade (CASTRO 2000).

2.9.1.8 Distância do mar

Segundo CASTRO (2000), a brisa marinha e o teor de cloretos na atmosfera diminuem com o aumento da distância do mar. A existência desses perfis promove a formação de micro-climas que atacam os materiais com diferentes intensidades. Numa investigação recente, num clima seco e quente, verificou-se valores k (coeficiente de carbonatação) da ordem de 2,6 e 4,3mm/ano^{1/2} em construções distantes do mar, 0,5 e 2,0 km, respectivamente.

Do ponto de vista de engenharia, nas áreas costeiras, o risco de carbonatação não deve ser levado em consideração quando é grande a influência marinha, ou seja, nas estruturas, o risco de deterioração do concreto devido aos cloretos diminui e devido à carbonatação aumenta com o aumento da distância do mar (CASTRO, 2000).

2.9.1.9 Outros fatores

Em regiões urbanas e/ou industriais a água da chuva que incide sobre a estrutura pode ser muito ácida, com valores de pH por volta de 3 (três), devido aos gases ácidos presentes no ar. Outras partículas existentes no ar podem depositar-se na superfície das estruturas, contribuindo para a retenção de água e diminuindo a alcalinidade do concreto (KAZMIERCZAK, 1993).

Da mesma forma, partículas em suspensão típicas de atmosferas marinha, urbana e industrial são depositadas por impactação na superfície do concreto, contribuindo para a penetração por difusão e absorção capilar (HELENE, 1993).

2.9.2 Medida da profundidade de carbonatação

É uma metodologia para a medida da espessura carbonatada do concreto, a partir da superfície em contato com a atmosfera. A reação de carbonatação, basicamente, é uma reação de neutralização do aspecto original do concreto, que é fortemente alcalino (HELENE, 1993).

Uma das maneiras de se determinar a profundidade de carbonatação é utilizando-se uma solução de fenolftaleína a 1% dissolvida em álcool etílico. Esta solução apresenta aspecto incolor para pH inferior a 8,3, coloração variável de rosa a vermelho-carmim para pH entre 8,3 e 9,5 e vermelho-carmim para pH superiores a 9,5. A nível prático, admite-se que o concreto não está carbonatado quando, ao se aspergir a fenolftaleína, ele adquirir em sua superfície a coloração típica (vermelho-carmim); caso fique incolor assume-se que o concreto está carbonatado (CASCUDO, 1994).

Segundo ANDRADE (1992), a determinação deve ser realizada com um pedaço de concreto que localizado na superfície da estrutura em estudo, sendo que a extração deve ser realizada a seco. Pode-se também realizar o ensaio através de um orifício perfurado a seco e limpo. O pedaço da estrutura deve ter dimensões suficientes para que, a partir da superfície, verifique-se a espessura da capa carbonatada.

Tal medida deve ser feita com uma amostra retirada na hora da estrutura (período de tempo não superior a 15 minutos), uma vez que, as superfícies carbonatam-se rapidamente. Pode-se pulverizar a solução de fenolftaleína e, após cerca de dois minutos o indicar deve ter sua cor alterada e a medida da carbonatação deve ser tomada com precisão de milímetros.

Se há grandes variações nas medições, deve-se tomar pelos menos dez amostras em pontos diferentes e calcular a média aritmética e a profundidade máxima. Deve-se anotar os locais e as frequências onde a cor não fica vermelho-carmim e permanece apenas rosada, podendo-se inclusive utilizar um registro fotográfico para tal. Deve-se retirar amostras de regiões críticas, tais como: cantos, esquinas, ao redor de agregados graúdos, entre outros.

O método acima descrito é consagrado pela sua simplicidade, facilidade de realização e baixo custo. Acontece que, devido à pequena diferença entre o valor de pH 9,5 correspondente à mudança de cor e o valor de pH 10,5, que corresponde à manutenção da proteção química da armadura, o uso dessa metodologia não detecta a situação de início de despassivação das armaduras, que ainda exporia a cor vermelho carmim, característica de valor de pH superiores à 9,5 (CASCUDO, 1997).

Além disto, a determinação de um pH baixo, não permite a distinção quanto à origem, se devido à carbonatação ou outros gases tóxicos, e não se aplica em concretos que contém cimentos aluminosos na mistura (sem cal livre) (NEVILLE, 1997).

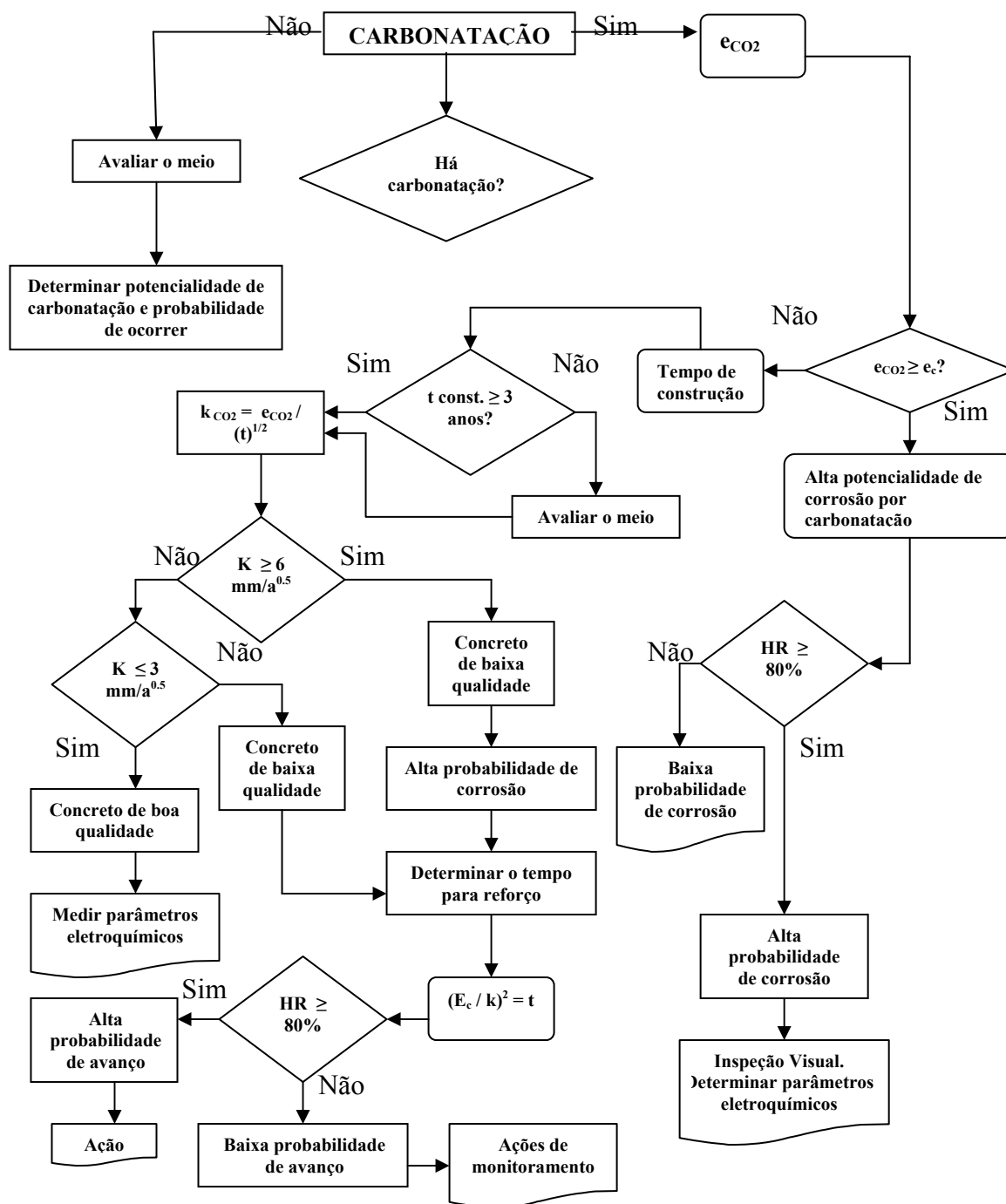
Uma segunda forma de se determinar a profundidade de carbonatação é através de estudo de seções microscópicas, com o auxílio de prismas de Nicol (microscópio

petrográfico de luz polarizada), onde a dupla refração sofrida pelo carbonato de cálcio (cor clara), pode contrastar com a pasta de cimento não carbonatada (cor escura) (HELENE, 1993).

A análise térmica diferencial é um outro método. Baseia-se na determinação de picos exotérmicos característicos dos diversos compostos carbonatados e não carbonatados do cimento. Além disso, são utilizados também, em menor escala, técnicas de raios-X, e a espectroscopia no infravermelho (KAZMIERCZAK, 1993).

Segundo CASCUDO (1994), o parâmetro que deve ser efetivamente medido com esses ensaios é a relação entre a espessura carbonatada e o cobrimento, devendo ser sempre menor que um, uma vez que, se for maior, significa que a frente de carbonatação já atingiu a armadura.

O fluxograma 2.3 apresentado a seguir, demonstra uma avaliação e diagnóstico de uma estrutura sujeita à carbonatação:



Fluxograma 2.3: Avaliação e diagnóstico de uma estrutura sujeita à carbonatação (RINCÓN, 1997).

2.10. DUREZA SUPERFICIAL DO CONCRETO

A dureza superficial do concreto é um parâmetro que pode ser usado para a avaliação da qualidade do concreto. Para sua verificação, utiliza-se o esclerômetro de reflexão, aparelho este que fornece o Índice Esclerométrico – I.E. da superfície após a

realização do ensaio. O I.E. é fornecido diretamente pelo aparelho, em porcentagem. Segundo a NBR 7584 (1982), muitos são os fatores que influenciam os resultados, destacando-se:

- Tipo de cimento: deve-se proceder a novas correlações sempre que houver mudança do tipo de cimento.
- Tipo de agregado: diferentes tipos de agregados podem fornecer concretos com mesma resistência, mas com índices esclerométricos diferentes, principalmente quando se utiliza agregado leve.
- Tipo de superfície: normalmente é o que mais acarreta variabilidade dos ensaios, portanto, a superfície deve estar bastante regularizada.
- Umidade da superfície: uma superfície úmida provoca uma subestimativa da qualidade do concreto, podendo chegar, em alguns casos numa redução de 20% quando comparado a um resultado obtido com o concreto seco.
- Carbonatação: concretos carbonatados fornecem uma superestimação de até 50%, quando comparados com concretos não carbonatados, devendo ser estabelecidos coeficientes corretivos.
- Idade: quanto mais tempo exposto ao meio ambiente, maior será o índice.
- Operação do aparelho: deve ser feita por elemento qualificado, imprimindo pressões uniformes em todo o ensaio.
- Outros fatores: massa específica do concreto, esbeltez do elemento estrutural ensaiado, proximidade da zona de ensaios de uma falha, estado de tensão do concreto, temperatura do esclerômetro e do concreto, consumo de cimento, tipo de cura e superfícies calcinadas por altas temperaturas (incêndio).

2.10.1 Ensaio de avaliação da dureza superficial – Esclerômetro de reflexão

É um ensaio bastante utilizado com o intuito de se obter correlações com a resistência à compressão do concreto, uma vez que, não havendo alterações na superfície do concreto, há uma estreita relação entre a dureza superficial e sua resistência à compressão (PEREIRA, 1998).

O ensaio é executado com o esclerômetro de reflexão. É um aparelho em forma de uma pequena garrafa, que em sua ponta, dispara um pistão (haste com ponta em forma de calota esférica), impulsionado por uma mola, que entra em contato com a superfície do concreto, através de um choque, em forma de martelada. A energia do

impacto é, em parte, conservada elasticamente, propiciando, ao fim do impacto, o retorno do martelo, que é medido e comparado a uma escala que existe no corpo do aparelho. Quanto maior a dureza superficial do concreto, maior será o recuo ou reflexão do martelo (NBR 7584, 1982).

Para a realização do ensaio a superfície de concreto deve estar seca, limpa e preferencialmente plana. Deve-se dar preferência para áreas de ensaio confinadas por formas não absorventes e lisas, verticais ou inclinadas. Superfícies úmidas ou carbonatadas devem ser evitadas, entretanto, se forem ensaiadas devem ser adequadamente preparadas e, se necessário, aplicar os coeficientes de correção e declarados na apresentação dos resultados.

As áreas de ensaio devem ser polidas energicamente por um prisma de *carborundum* através de movimentos circulares, sendo que a poeira deve ser retirada a seco. Estas áreas devem estar preferencialmente localizadas em superfícies verticais, além disto, devem estar afastadas de regiões afetadas por segregação, exsudação, concentração excessiva de armadura, juntas de concretagem, cantos, arestas, etc., devendo distar, no mínimo, 50mm de cantos e arestas, com área mínima de 5.000mm² ($\approx 70 \times 70$)mm e máxima de 40.000mm² (200 x 200)mm e distribuídas geométrica e uniformemente na região da estrutura que será estudada. Em uma determinada área devem ser executados entre 5 (cinco) e 16 (dezesesseis) impactos. Além disto, as peças devem ser suficientemente rígidas para evitar a interferência de ressonância, vibrações e dissipação de energia (NBR 7584, 1982).

Quando da realização do impacto, o esclerômetro deve estar posicionado ortogonalmente à área de ensaio e após o impacto o ponteiro indicativo do I.E. deverá ser travado para permitir uma leitura mais segura. O aparelho deve ser aplicado na posição horizontal, senão deve-se utilizar coeficientes de correção fornecidos pelo fabricante (NBR 7584, 1982).

Em resumo, a utilização desse equipamento apresenta algumas vantagens tais como: comparação da qualidade do concreto em diversos pontos, simplicidade e baixo custo, velocidade do ensaio (grande número de resultados), podendo fornecer bons índices estatísticos. No entanto, apresenta algumas desvantagens: alta variabilidade em função do ponto de aplicação (presença de agregado, concreto poroso, ou presença de vazios, armadura, rugosidade, umidade, carbonatação do concreto) e inclinação do aparelho.

2.10.1.1 Campos de aplicação do ensaio (NBR 7584, 1982)

A seguir, demonstra-se algumas aplicações desse ensaio:

- Os métodos esclerométricos fornecem informações sobre a dureza superficial do concreto, cerca de 20mm de profundidade, se utilizar esclerômetros com energia de percussão em torno de 2,25N.m.
- Fornece apenas uma medida da dureza relativa da superfície do concreto, sendo que as correlações com suas outras propriedades necessitam de outros ensaios específicos, como por exemplo, resistência à compressão.
- Serve para comparação de concretos com um referencial, quando se deseja comparar a qualidade em peças de concreto.
- Estimativa da resistência à compressão do concreto, dependendo de um número elevado de variáveis. Não se recomenda utilizar este método como avaliação direta, devendo-se utilizar outro ensaio para uma correlação confiável.

2.11. CORROSÃO DE ARMADURAS

Segundo CASCUDO (1997), a corrosão pode ser definida como a interação destrutiva ou a interação que implique em inutilização para uso de um material com o meio ambiente. No caso de metal, o mesmo é convertido em não metal, perdendo suas qualidades essenciais tais como resistência mecânica, elasticidade e ductibilidade.

A corrosão pode ser classificada, segundo a natureza do processo, em corrosão química, ou simplesmente oxidação, não provocando deterioração substancial das superfícies metálicas, formando uma capa de óxido sobre o metal. Normalmente os produtos da corrosão são uniformes, aderentes e podem atuar como barreira contra o meio impedindo o prosseguimento do processo (HELENE, 1993).

A corrosão eletroquímica é a que efetivamente acarreta problemas para as estruturas. Trata de um ataque de natureza eletroquímica, em meio aquoso, como resultado de formação de uma pilha, com eletrólito e diferença de potencial entre trechos da superfície do aço. O produto da corrosão é heterogêneo, poroso, de baixa aderência e normalmente se forma fora do aço, nas vizinhanças de sua superfície (HELENE, 1993).

Segundo a morfologia, a corrosão de armadura pode ser classificada em corrosão generalizada, corrosão por pite e corrosão sob tensão fraturante (figura 2.9). A primeira citada trata-se, como o próprio nome diz, de uma corrosão generalizada, podendo ser uniforme (superfície lisa e regular), ou não uniforme (superfície rugosa e irregular). A segunda é uma corrosão localizada em pontos (corrosão puntiforme), aprofundando-se, podendo causar a ruptura pontual da barra. No caso do aço carbono utilizado nas estruturas, a corrosão por pite é caracterizada pela formação de “crateras” no aço. Este tipo de corrosão será mais intenso quanto maior for a relação área catódica/área anódica. Por fim, a terceira forma de corrosão é aquela que ocorre sob tensão. Também é localizada, podendo dar origem à propagação de fissuras na estrutura do aço. Ocorre eminentemente em estruturas protendidas. Seus efeitos são perigosos uma vez que se manifestam através de rupturas bruscas, sem deformações significativas da estrutura e praticamente sem sintomas visuais de corrosão. Nos ambientes ricos em cloretos e com níveis de tensão bastante elevados sua velocidade de ocorrência é maior (CASCUDO 1997).

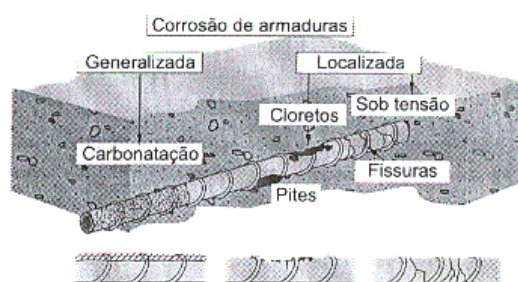


Figura 2.9: Tipos de corrosão e fatores que os provocam (CASCUDO, 1997).

Para maior entendimento de todo o processo de corrosão, faz-se necessárias algumas definições básicas (CASCUDO, 1997):

- Eletrodo: Metal que forma uma dupla camada elétrica, mergulhando-o numa solução aquosa, observando-se uma situação de equilíbrio ou estado estacionário. Esta dupla camada elétrica pode ser caracterizada como um arranjo de partículas carregadas orientadas existentes em qualquer interface material/meio aquoso.
- Potencial de eletrodo: Examinando-se uma dupla camada elétrica, observa-se uma distribuição de cargas na interface metal/meio estabelecendo uma diferença de potencial (ddp) entre a solução aquosa e o metal. Conceitualmente é chamada de Potencial de Eletrodo (E) e sua magnitude depende do sistema em

consideração. Pode ser definido como sendo qualquer potencial de um dado sistema, medido em relação a um determinado eletrodo de referência.

- Eletrodos de referência: Sabe-se que a medida do valor absoluto da ddp é inviável, uma vez que qualquer que seja o sistema, implicará na imersão dentro de uma solução de um terminal metálico que originará outro eletrodo, criando uma nova interface e conseqüentemente, uma nova ddp, surgindo então, uma célula eletroquímica (dois eletrodos metálicos em contato elétrico, imersos no eletrólito). Desta maneira o que se faz é medir uma ddp relativa a um eletrodo de referência. Atualmente existem diversos eletrodos de referência, destacando-se: calomelano saturado (ECS), prata-cloreto de prata (Ag/AgCl) e cobre-sulfato de cobre (Cu/CuSO₄), ou simplesmente eletrodo sulfato de cobre (ESC).

- Polarização de eletrodo: Quando há uma condição de equilíbrio, através da dupla camada, estabelece-se um potencial de equilíbrio, caracterizando a reação de um determinado eletrodo. Se por algum motivo esse potencial for alterado, diz-se que ocorreu uma polarização. Esta medida é dada pela sobre-tensão ou sobre-potencial (η).

- Taxa de corrosão: Representa a velocidade em que acontece o processo de corrosão, possuindo 2 (duas) classes principais de unidades: perda de massa por unidade de área e de tempo (mdd), com unidade em mg/dm²/dia e penetração, por unidade de tempo (mmpy), com unidade em mpy (milésimos de polegada por ano).

2.11.1 Corrosão eletroquímica em meio aquoso

Segundo CASCUDO (1997), quando se introduz um metal num eletrólito (solução contendo íons), há uma evolução entre os potenciais do metal e da solução procurando o equilíbrio, formando uma dupla camada elétrica. No entanto, se duas lâminas de metais diferentes, com potenciais elétricos de equilíbrio diferentes, estiverem na mesma solução e forem ligadas por um condutor metálico, haverá uma movimentação de elétrons pelo condutor no sentido da lâmina onde a densidade de elétrons seja maior (metal menos nobre) para aquela de densidade menor (metal mais nobre), ou ainda, do eletrodo de potencial mais eletronegativo, ou menos eletropositivo, para o eletrodo de potencial menos eletronegativo, ou mais eletropositivo, formando-se uma pilha eletroquímica (fonte geradora de corrente), conforme figuras 2.10 e 2.11. No caso da armadura no interior do concreto, a formação de pilhas eletroquímicas ocorre entre o mesmo metal, em regiões diferentes.

Tais pilhas possuem os seguintes componentes:

- Ânodo: Local onde o átomo metálico deixa o metal, havendo perda de elétrons, devido às reações de oxidação, movendo-se para o cátodo.
- Cátodo: Local onde ocorre um ganho de elétrons advindos da região anódica, ocorrendo a deposição catódica. Neste local ocorre a redução de oxigênio (no caso da armadura no concreto) ou redução de íons H^+ .
- Eletrólito: Condutor, contendo íons que transportam a corrente elétrica.
- Circuito metálico: Ligação metálica entre o ânodo e o cátodo

Em resumo, há uma formação de íons metálicos e liberação de elétrons na região anódica (onde há oxidação do metal), e, na região catódica, há o consumo de todos os elétrons. Destaca-se que, retirando-se um dos componentes citados, elimina-se a pilha eletroquímica e, conseqüentemente, a possibilidade de ocorrência da corrosão.

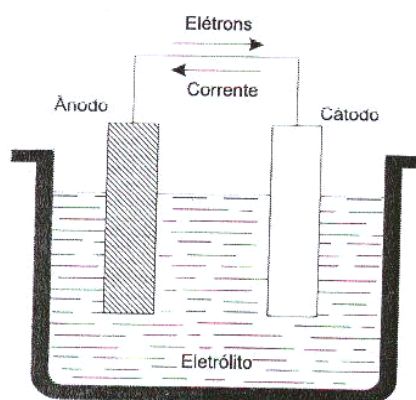


Figura 2.10: Pilha eletroquímica clássica (CASCUDO, 1997).

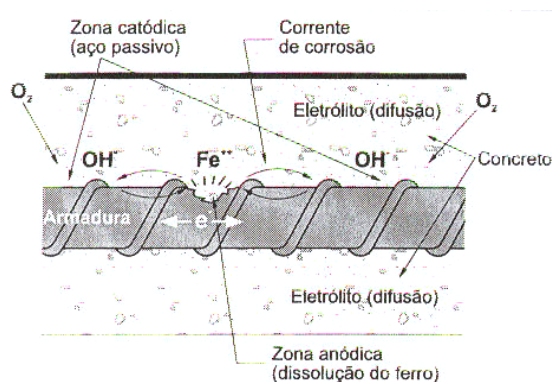


Figura 2.11: Pilha eletroquímica de corrosão do concreto armado (CASCUDO, 1997).

2.11.2 Micro e macropilha

Para se entender perfeitamente o mecanismo da corrosão de armaduras deve-se verificar como funcionam a micro e a macropilha. Além disto, com base nestas definições pode-se avaliar melhor as fontes causadoras de problemas relacionados à corrosão das armaduras. A existência de uma micropilha ou microcélula se dá quando a distância entre os ânodos e os cátodos são microscópicas, enquanto que numa macropilha as distâncias são consideravelmente afastadas (macroscópicas).

Segundo FIGUEIREDO (1993), a ação de macropilhas no concreto deve-se à sua natureza heterogênea e a ambientes diferenciados de partes do mesmo concreto, tais como:

- Diferença de concentração de sais (íons Cl^-): Acontece principalmente em ambientes marinhos, ou próximos, onde há pilhas eletroquímicas em função da diferença de concentração. Neste caso, por exemplo, os íons cloreto penetram pela parte superior da estrutura, atingindo as armaduras ali presentes, fazendo com que tais armaduras sofram processo de corrosão, enquanto que as inferiores permanecerão passivas até que os íons cloretos não atinjam a profundidade onde estas estão localizadas.
- Diferença de pH: Concretos com características distintas permitem que haja diferença de pH, alterando a carbonatação destas áreas. Algumas ficam com o pH mais elevado, dificultando a penetração da frente de carbonatação, formando a macrocélula de corrosão.
- Aeração diferencial (figura 2.12): Ocorre quando há uma oxigenação diferenciada em determinadas partes da estrutura. Neste caso, as áreas catódicas ficam localizadas nas áreas de maior acesso de oxigênio e as anódicas onde há menor concentração de oxigênio. Surgem principalmente em estruturas com concretos de diferentes qualidades, estruturas enterradas e solos com diferentes permeabilidades, ou ainda acúmulo de produtos da corrosão.
- Pilhas galvânicas: Acontecem quando as armaduras do concreto estão ligadas a outras estruturas metálicas, ou quando a armadura utilizada foi galvanizada, sendo que o metal mais ativo atuará como ânodo em relação ao outro mais nobre. O uso de revestimentos do tipo epóxi rico em zinco, pode levar a formação deste tipo de macrocélula.

As macrocélulas podem ser caracterizadas por haver uma área nitidamente corroída (região anódica) e uma outra área em perfeito estado (região catódica), destacando-se, portanto, uma corrosão localizada.

A ação de micropilhas no concreto deve-se ou a presença de níveis elevados de cloretos e/ou queda do pH do concreto (carbonatação) (CASCUDO, 1997).

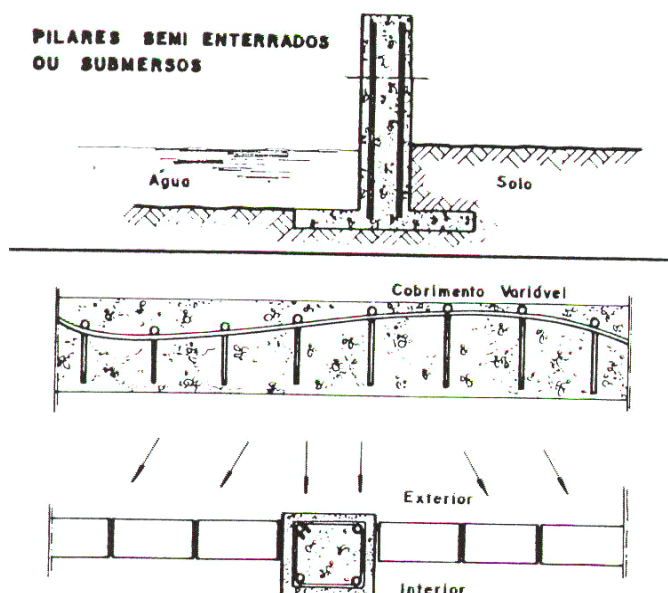


Figura 2.12: Exemplos de heterogeneidades do concreto (HELENE, 1993).

2.11.3 Fatores que influenciam a propagação da corrosão

A seguir, apresenta-se os fatores que podem influenciar a propagação da corrosão:

- Carbonatação: O concreto não carbonatado age como uma barreira física contra oxigênio e umidade (agentes agressivos), além de garantir o meio alcalino para que a armadura tenha a proteção necessária (CASCUDO, 1997).
- Temperatura: O aumento estimula a movimentação das moléculas, favorecendo seu transporte através da microestrutura do concreto, enquanto que sua diminuição, favorece o surgimento de condensação no concreto, aumentando a umidade do mesmo (FIGUEIREDO, 1993).
- Tipo de cimento e adições: De um modo geral, concretos que possuem cimentos com adições de escória de alto-forno ou materiais pozolânicos, por apresentarem estruturas mais compactas, dificultam a penetração de líquidos, gases e

íons. No entanto, tais cimentos possuem desempenho inferior em relação à carbonatação, comparando-se com cimentos comuns, sem adição. Ainda assim, de uma forma geral, os benefícios gerados pelas adições são maiores que os prejuízos (CASCUDO, 1997).

- Tipo de aço: Após a despassivação da armadura, havendo as mesmas condições do concreto e do ambiente, a velocidade de corrosão será diferenciada em função do tipo de aço. Os aços que são submetidos, na fabricação, a tratamentos a frio, como encruamento ou trefilação, ou ainda, que possuem um maior teor de carbono, possuem uma maior facilidade em desenvolver a corrosão, quando comparados a outros menos resistentes e de menor dureza (CASCUDO, 1997).

- Relação água/cimento (a/c): Determina a qualidade do concreto, definindo sua compactidade, e porosidade do mesmo. Uma baixa relação a/c retardará a difusão de cloretos, dióxido de carbono e oxigênio, além de dificultar a entrada de umidade e agentes agressivos no concreto. Além disto, a diminuição desta relação reduz a porosidade e permeabilidade, melhorando a qualidade do concreto e reduzindo a incidência de corrosão (CASCUDO, 1997).

- Permeabilidade e absorção: Conforme já citado, tais características refletem a qualidade do concreto. Quanto melhor a qualidade do concreto (menor permeabilidade e absorção), menor a incidência de corrosão (CASCUDO, 1997).

- Resistividade elétrica do concreto, umidade e acesso de oxigênio: A resistividade é um parâmetro que depende do teor de umidade, da permeabilidade e do grau de ionização do eletrólito do concreto. A resistividade é um dos fatores influenciadores da função eletroquímica (CASCUDO, 1997). Sabe-se que um concreto seco possui uma elevada resistividade, podendo atingir 10^{11} ohm.cm, quando submetido a temperaturas de 105°C, não permitindo a mobilidade dos íons. Assim sendo, a medida que a umidade aumenta, a resistividade ôhmica diminui, uma vez que os poros do concreto vão ficando saturados de água. Neste caso, porém, o oxigênio encontra maior dificuldade para atingir a armadura. Logo, a velocidade máxima de corrosão ocorre em concretos úmidos (resistividade baixa), no entanto, com poros não saturados, permitindo desta forma, que o oxigênio alcance as armaduras ocasionando a corrosão (FIGUEIREDO, 1993).

2.11.4 Produtos da corrosão

O óxido de ferro hidratado é o mais comum e o mais estável dos produtos da corrosão, podendo existir sob 3 (três) formas: a geotita (αFeOOH), a lepidocrocita ($\gamma\text{-}(8\text{FeOOH}, \text{FeOCl})$) e a magnetita (Fe_3O_4), sendo que esta última ocorre em etapas intermediárias. Destas, a geotita e a lepidocrocita são expansivos, enquanto que a magnetita não envolve um volume considerável na formação da ferrugem (CASCUDO, 1997). Segundo MEHTA (1994), os produtos da corrosão expandem-se cerca de 3 a 10 vezes em relação ao volume original do aço (figura 2.13).

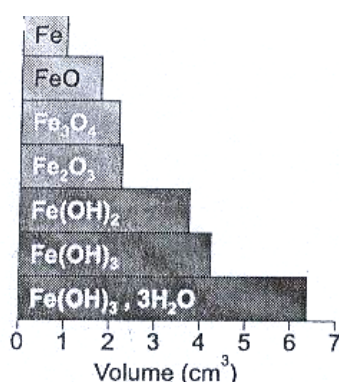


Figura 2.13: Volumes relativos de ferro e de alguns de seus produtos de corrosão (MEHTA, 1994).

2.11.5 Sintomatologia típica de corrosão das armaduras nas estruturas de concreto

Sabe-se que os produtos da corrosão passam a ocupar um volume de 3 a 10 vezes superiores ao volume original da armadura, podendo causar tensões internas maiores que 15MPa. Segundo CASCUDO (1997), estes produtos expansivos vão se acumulando em volta da armadura, criando “crostas” em seu entorno. Tal fato produz esforços radiais no concreto que envolve esta armadura corroída, gerando tensões de tração que culminam com a fissuração das peças de concreto, uma vez que o concreto possui pouca resistência à tração. As fissuras obtidas (figura 2.14) estabelecem-se na direção paralela à barra corroída, aumentando com o decorrer do tempo, causando posterior lascamento do concreto, deixando as armaduras expostas e comprometendo o monolitismo da estrutura (aderência entre o aço/concreto).

Com base em ensaios realizados por Almusallam, em 1996, verificou-se que para níveis de corrosão entre 4 e 7%, há uma redução de 65% da resistência por aderência quando comparadas a barras não corroídas. Esta redução deve-se ao fendilhamento do concreto e à abertura de fissuras ocasionadas pela expansão volumétrica da barra (OLIVEIRA, 1999, apud KOPSCH, 2001).

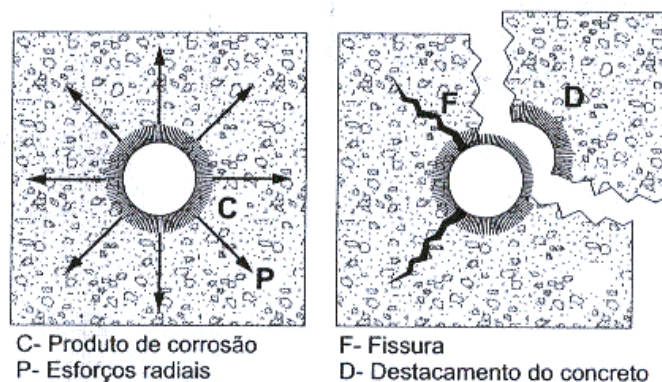


Figura 2.14: Esforços produzidos que levam à fissuração e destacamento do concreto (CASCUDO, 1997).

Segundo CASCUDO (1997), nem sempre se produz fissuração quando as armaduras se corroem. Caso o concreto esteja muito úmido, os óxidos são gerados a uma velocidade constante e podem migrar através da rede de poros, aparecendo na superfície sob a forma de manchas marrom-avermelhadas. Nesta situação, a durabilidade das estruturas é basicamente afetada pela perda de seção das armaduras e pelo comprometimento da aderência aço/concreto.

Quando há uma baixa concentração de oxigênio, o processo de corrosão evolui muito lentamente, sendo que os produtos de corrosão possuem um volume apenas $\frac{1}{2}$ a 2 vezes o volume original. Em outros casos, os produtos de corrosão difundem-se nos vazios e poros do concreto, não havendo formação de lascas e fissuras, podendo desenvolver-se uma séria corrosão sem sinal algum do problema (CASCUDO, 1997).

2.11.6 Consequências da corrosão do aço no concreto

Segundo OLIVEIRA (apud KOPSCH 2001), em peças fletidas, a perda de aderência acarreta uma perda significativa de rigidez provocando um aumento de deslocamentos, quando comparados aos deslocamentos advindos exclusivamente da redução da seção transversal das barras das armaduras principais. Desta maneira, no

caso de peças fletidas e submetidas a baixos níveis de corrosão, pode-se atingir um estado limite de utilização por deformação, inviabilizando a utilização da estrutura, ou ainda, reduzir a segurança da estrutura em relação ao estado limite último, em função da perda de capacidade resistente da estrutura.

Em peças submetidas à flexocompressão, a corrosão pode significar importante perda de seção transversal, resultando na deformação ou flambagem das barras longitudinais das peças, uma vez que as mesmas ficam livres, sendo mantidas exclusivamente pelos estribos (CASCUDO, 1997). As fissuras existentes nos pilares reduzem significativamente a carga última do pilar. Além disto, o destacamento do concreto reduz a seção transversal do pilar de concreto, aumentando sua esbeltez (RIPPER e SOUZA, 1998).

2.12. ENSAIO DE MEDIDA DE POTENCIAIS DE CORROSÃO

Inicialmente, ressalta-se que, através desse tipo de ensaio, pode-se monitorar qualitativamente a corrosão em uma referida estrutura, verificando-se, antecipadamente, a necessidade de ações corretivas, aumentando a segurança da estrutura, diminuição significativa do volume do reparo a ser executado, tempo de interrupção de utilização, redução dos custos e, o mais importante, aumento da sua expectativa de vida útil.

O ensaio é baseado na norma ASTM C 876-91, que é um método padrão para obtenção de potenciais de corrosão, com o uso da semipilha, em armaduras de concreto armado. Chama-se semipilha porque quando se coloca uma barra de ferro em um meio aquoso (concreto, no caso), a superfície da barra fica carregada negativamente uma vez que há um abandono de átomos, carregados positivamente, para o meio, havendo portanto, neste caso, apenas um eletrodo (semipilha). Com a introdução do equipamento (semipilha), tem-se formada então a pilha eletroquímica (figura 2.15). Portanto, esse aparelho mede as diferenças de potenciais, através de um voltímetro, entre a armadura de referência e o local onde está o outro eletrodo, no caso, o eletrodo do aparelho.

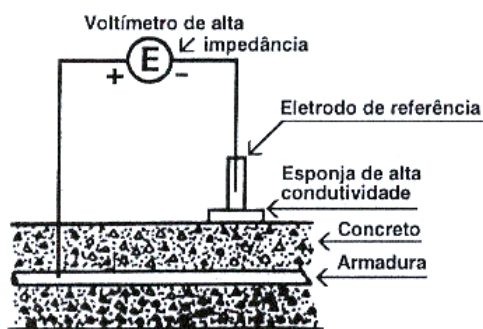


Figura 2.15: Esquema de medida de potencial de corrosão (CASCUDO, 1997).

Segundo MONGE (2000), a taxa de corrosão que acontece em uma estrutura de concreto armado ou protendido será, na maioria dos casos, dependente das reações no ânodo, isto é, da dissolução do aço. Logo, quanto mais negativo o potencial, até cerca de -600 mV, mais rápida é a corrosão. Encontrando-se potenciais mais positivos que -600 mV, a corrosão fica limitada pela dissolução do aço (reação no ânodo) enquanto que para potenciais mais negativos que -600 mV o fator limitante será a admissão de oxigênio. Esta relação aplica-se à corrosão uniforme e não à corrosão puntiforme (micropilhas, ou corrosão por pites).

O equipamento utilizado para o ensaio é uma semipilha que possui um eletrodo de cobre-sulfato de cobre (ESC), consistindo em um tubo de plástico com um eletrodo (barra) de cobre mergulhado em solução saturada de sulfato de cobre (deve-se sempre verificar se a solução possui um tom azul claro, evitando sua contaminação por cloretos), um plugue de contato feito com material poroso, revestido com uma espuma, um voltímetro, solução de contato para molhar a superfície de concreto (detergente líquido na proporção de 4 a 5 ml por litro de água potável) e fio elétrico, conforme demonstrado na figura 2.16:



Figura 2.16: Aparelho para medir potenciais de corrosão (ROGERMAT – INTERNET – www.rogermat.com.br).

2.12.1 Execução do ensaio

Primeiramente, deve-se definir a área de ensaio, anotando qualquer anormalidade como trincas, fissuras, recuperações efetuadas, presença de umidade anormal, deslocamentos, juntas, entre outros. Após esta definição, deve-se marcar na própria estrutura, através de giz, por exemplo, a localização das armaduras (pode-se verificar o posicionamento através dos projetos existentes). Nos pontos de intersecção entre as armaduras serão efetuadas as medidas necessárias. Pode-se trabalhar com malhas de 1,20 metros, e, se houver leituras mais negativas do que -200 mV, pode-se reduzir esta malha. É importante verificar se há dados suficientes para montar um mapa de contorno equipotencial. Deve-se retirar qualquer revestimento sobre o concreto estrutural antes da realização dos ensaios, sendo que as eflorescências brancas que aparecem no concreto são isolantes, devendo ser removidas.

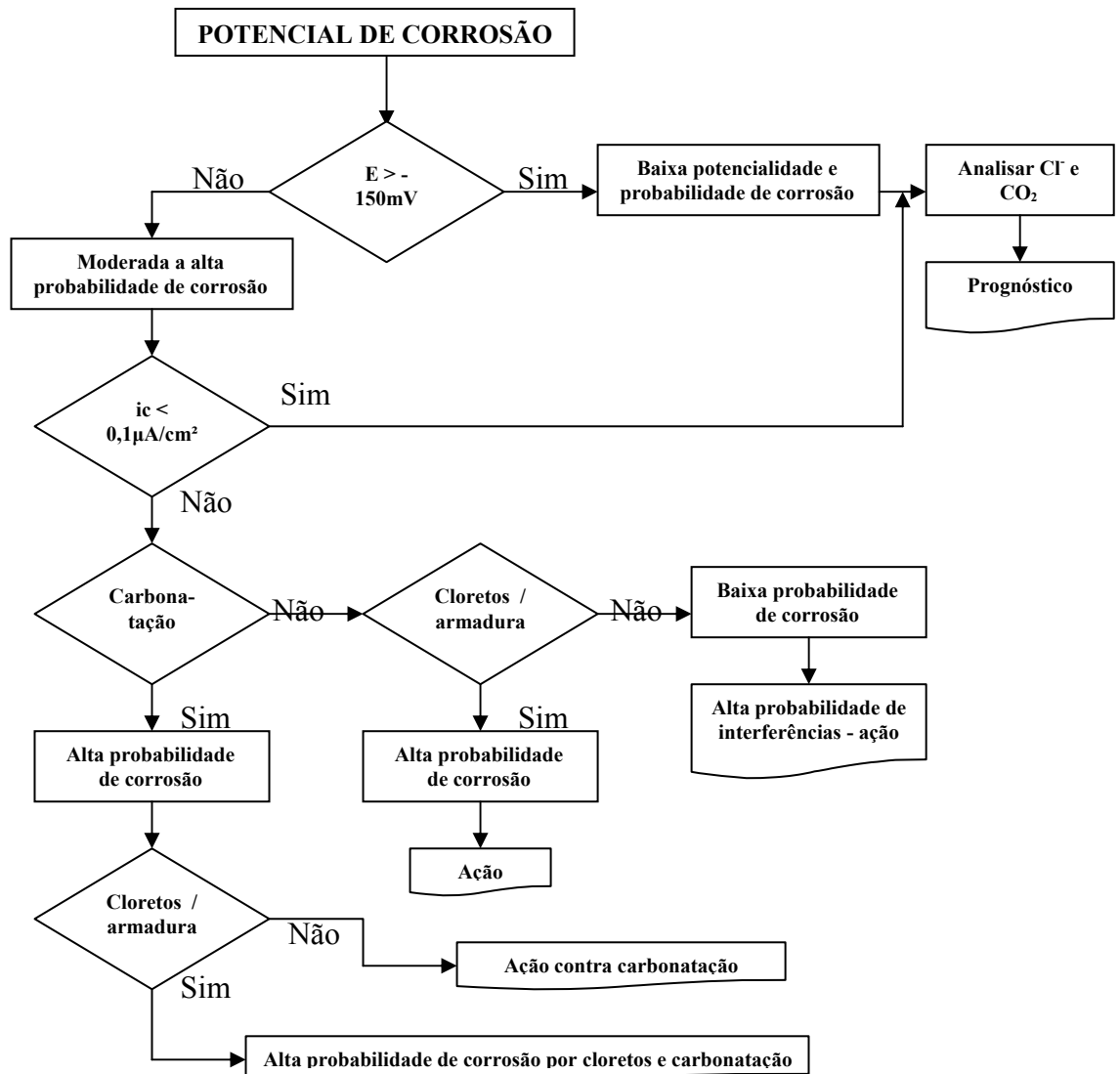
Deve-se ligar o terminal positivo do voltímetro à armadura. Para tanto se deve abrir um pequeno buraco na superfície do concreto, de modo a expor a armadura. Tal fio deverá ser bem fixado à armadura. Antes da ligação, deve-se limpar bem a superfície do aço. Para cada peça estrutural a ser mapeada, dever-se-ão utilizar pelo menos duas ligações com as armaduras, não se utilizando, para tal, a mesma armadura. O terminal negativo do voltímetro deve ser ligado à semipilha. Conectando-se a ponta da semipilha à superfície estará formada a pilha elétrica, acusando a passagem de uma corrente, com uma determinada voltagem. Deve-se verificar se há continuidade elétrica entre os pontos estudados (continuidade de armadura). Muitas vezes é necessário molhar a superfície do concreto para melhorar a ligação. Para tanto, deve-se verificar se há variação no voltímetro, num prazo de cinco minutos. Se não houver variação a leitura é boa. Para molhar a superfície pode-se utilizar uma esponja saturada com água e sabão líquido na ponta da semipilha, ou ainda, gel utilizado comumente quando da realização de ecografia, na medicina.

Com o voltímetro ligado, a ponta da semipilha deverá estar em contato com a superfície do concreto. Num prazo de 10 (dez) segundos dever-se-á obter uma voltagem definindo um potencial de corrosão entre 0e -600 mV, podendo haver variações no último dígito.

Destaca-se que a interpretação das leituras obtidas deverá levar em consideração a peça estrutural como um todo, identificando-se as áreas negativas circundadas por áreas mais positivas. Dever-se-á considerar que a maioria das estruturas

de concreto armado composta por vigas, pilares e lajes apresenta pelo menos duas camadas de armaduras, tornando-se necessário o mapeamento dos potenciais de corrosão por todos os lados disponíveis, de modo a se interpretar corretamente o estado das peças (MONGE, 2000).

O fluxograma 2.4 demonstra a avaliação e diagnóstico de uma estrutura sujeita à corrosão:



Fluxograma 2.4: A avaliação e diagnóstico de uma estrutura sujeita à corrosão (RINCÓN, 1997).

2.12.2 Apresentação das leituras dos potenciais

Após o levantamento dos dados, os potenciais são apresentados em um mapa de contorno equipotencial, ou através de um diagrama de distribuição de frequência acumulada. A primeira fornece uma imagem gráfica das áreas onde a atividade de corrosão ocorre, enquanto que a segunda indica a quantidade de área onde a atividade corrosiva está.

No mapa de contorno de potencial (figura 2.17), através de uma vista em planta da peça estrutura, ou de toda a estrutura, são posicionados os valores dos potenciais de corrosão encontrados. Após, monta-se curvas de nível juntando-se os pontos de potenciais iguais ou iguais interpolados. A Norma ASTM recomenda um intervalo de 100 mV.

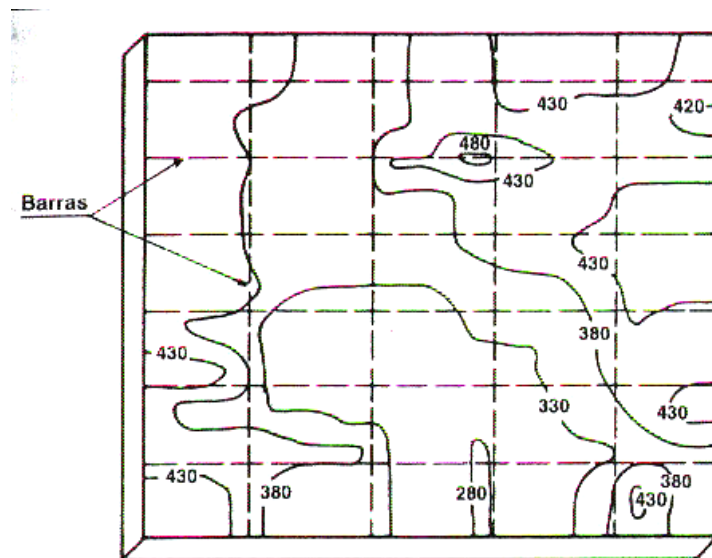


Figura 2.17: Visualização de um mapa de linhas de contorno equipotencial (CASCUDO, 1997).

No caso da distribuição de frequência acumulada (figura 2.18), fixam-se os potenciais de corrosão medidos pela semipilha em um papel padronizado de cálculo de probabilidade normal, determinando a distribuição dos dados. Este gráfico serve para estimar a quantidade da área da estrutura analisada e comprometida pela corrosão.

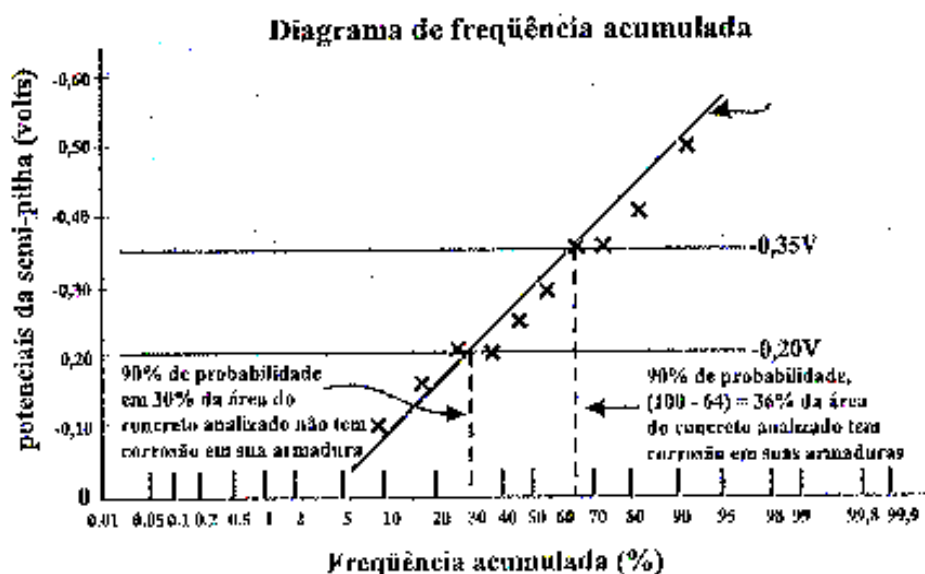


Figura 2.18: Visualização de um gráfico de frequência acumulada (RODRIGUES, 1995).

2.12.3 Potenciais de corrosão recomendados pela Norma ASTM

A Norma ASTM recomenda que se interprete os potenciais de corrosão, obtidos com o equipamento de semipilha, usando a tabela 2.12 a seguir apresentada:

Tabela 2.12: Comparação de potenciais de corrosão (ASTM C 876-91).

Potencial de Corrosão	Interpretação
Mais positivo que $-0,20$ volts	Probabilidades maiores que 90% de não ter corrosão na região analisada, no dia do teste
Entre $-0,20$ e $-0,35$ volts	Atividade da corrosão é incerta na região, no dia do teste
Mais negativo que $-0,35$ volts	Probabilidades maiores que 90% de haver corrosão na região analisada, no dia do teste

Conforme CASCUDO (1997), essa tabela pode ser sensivelmente alterada em função da imensa gama de variáveis proporcionadas pelo concreto, a qual pode influenciar decisivamente as leituras de potencial. No caso de estruturas atacadas por cloretos a referida tabela pode ser válida. Já no caso de ataque por carbonatação, deve-se trabalhar com outros critérios.

Destaca-se que, no caso de corrosões não ativas, ou em taxas extremamente baixas, raramente o gradiente de potencial excede 100 mV, enquanto que no caso de corrosão ativa, o gradiente está acima de 200 mV.

Verifica-se que a taxa de corrosão está mais relacionada com a diferença de potencial entre o ânodo e o cátodo do que com a magnitude do potencial do ânodo. Logo, através de um levantamento cuidadoso, podem ser identificadas situações de alta ou baixa taxa de corrosão, mediante diferenças de potencial, ou seja, grandes diferenças podem indicar taxas de corrosão elevadas (CASCUDO, 1997).

2.12.4 Fatores que influenciam as medidas de potencial

Existem diversos fatores que podem influenciar as leituras dos potenciais nas estruturas de concreto armado e protendido. Sempre, quando da realização das leituras, deve-se conhecer os fatores, evitando-se, desta forma, interpretações equivocadas das medições.

2.12.4.1 Umidade

Segundo CASCUDO (1997), dependendo do teor de umidade em que se encontra o concreto, pode haver variações da ordem de 100 à 200 mV, já que o concreto úmido fornece valores mais eletronegativos que o concreto seco. Em função disto, numa única estrutura, áreas secas podem demonstrar potenciais menos negativos que áreas úmidas, mascarando o real estado das armaduras nestas regiões. Desta maneira, pode-se realizar um pré-umedecimento da estrutura (ou parte dela) antes da realização do ensaio, conforme recomenda a norma ASTM C-876 4.

Tal norma descreve dois métodos de umedecimento da estrutura. No primeiro pode-se borrifar ou mesmo umedecer a superfície do concreto (de forma total ou nos pontos de medida), utilizando a solução condutiva de detergente líquido na proporção de 4 a 5 ml por litro de água potável. No segundo método deve-se utilizar uma esponja saturada com a mesma solução do caso anterior na interface entre o concreto e o eletrodo de referência.

Conforme MONGE (2000), se a estrutura apresentar-se totalmente seca, devido a um grande período de estiagem, ter-se-á, seguramente, valores bem otimistas sobre seu possível comprometimento, enquanto que, por outro lado, se a estrutura estiver bastante úmida, poder-se-á obter resultados pessimistas acerca de seu comprometimento.

2.12.4.2 Temperatura

Segundo MONGE (2000), a quantidade de reação tanto no ânodo, como no cátodo, aumenta de forma igual com a temperatura. A temperatura diminui a resistividade do concreto cerca de 2,5% para cada °C. Assim, quanto maior a umidade e a temperatura, menor a resistividade do concreto, afetando diretamente grandes áreas catódicas e, portanto, havendo maiores chances de haver grandes taxas de corrosão. Desta maneira, dever-se-á proceder ao mapeamento dos potenciais com a semipilha, em condições iguais de temperatura e umidade.

2.12.4.3 Fontes de correntes estranhas

A existência de correntes externas ou estranhas, chamadas de correntes de interferência, podem causar corrosão à medida que circulam pelas armaduras, fechando circuito com um bom aterramento no solo onde está localizada a estrutura (MONGE, 2000). Além disto, deve-se ressaltar que correntes de fuga presentes em algumas estruturas, localizadas, por exemplo, próximas a ferrovias, modificam significativamente os potenciais encontrados no concreto (CASCUDO, 1997). De acordo com a norma britânica BS7361, variações superiores a 20 mV já são consideradas como significativas.

2.12.4.4 Qualidade do concreto e profundidade do cobrimento

Segundo CASCUDO (1997), os potenciais medidos na superfície do concreto, nas áreas anódicas, são “mistos”, uma vez que são influenciados pelas áreas catódicas. Estes potenciais “mistos” encontrados são menos negativos que os potenciais verdadeiros encontrados imediatamente adjacente à armadura corroída. O erro desta medida será maior, quanto maior for a qualidade do concreto, ou seja, quanto menor for a relação água/cimento (a/c). Sabe-se que concretos com alta resistividade possuem uma estrutura mais compacta e menor relação a/c, dificultando o caminhamento iônico até a superfície do concreto, inviabilizando o registro do potencial, na superfície do concreto.

Além disto, com o aumento do cobrimento, os valores do potencial na superfície do concreto tornam-se similares, independentemente da barra estar corroída ou não, ou seja, quanto maior o cobrimento, mais difícil é a identificação de áreas com corrosão.

2.12.4.5 Frentes de carbonatação e cloretos

Segundo CASCUDO (1997), uma camada de carbonatação significativa pode criar uma camada superficial de alta resistividade, semelhante a uma camada seca de concreto, produzindo leituras de potencial com valores menos negativos que os esperados, podendo chegar a diferenças da ordem de 100 mV.

No caso de cloretos, a situação é inversa à carbonatação. Quando há penetração de cloretos, que não tenham atingido a armadura, pode-se encontrar uma distorção no potencial em função da diferença de concentração de cloretos. Desta forma, como a solução de maior concentração está mais próxima da superfície, a tendência é encontrar potenciais mais negativos do que seus valores reais podendo chegar a uma distorção da ordem de 100 mV (CASCUDO, 1997).

2.12.5 Vantagens e desvantagens do ensaio de potencial de corrosão

Este tipo de ensaio possui algumas vantagens, a saber (CASCUDO, 1997):

- Útil na delimitação de áreas comprometidas, com grande risco de corrosão;
- Através do monitoramento freqüente, pode-se verificar a extensão das áreas anódicas e como elas mudam com o passar do tempo, além de detectar mudanças no estado superficial da armadura (passando do estado passivo para ativo de corrosão, ou vice-versa);
- O levantamento dos potenciais eletroquímicos pode oferecer uma indicação da intensidade do processo corrosivo, através do estudo de gradientes de potencial em trechos adjacentes da estrutura;
- Método não destrutivo, podendo ser utilizado *in loco*;
- O mapeamento dos potenciais é uma importante ferramenta para o planejamento do reparo da estrutura, ou manutenção, identificando zonas comprometidas antes de haver qualquer sintomatologia aparente, além de facilitar a implementação de um sistema de proteção catódica;
- Rapidez e facilidade na execução das medidas, além de simplicidade dos equipamentos e custos relativamente baixos.

Como desvantagens cita-se (CASCUDO, 1997):

- Dificuldades na avaliação da cinética do processo eletroquímico, por não fornecer dados quantitativos acerca da taxa de corrosão;
- Aponta apenas zonas prováveis de corrosão;
- Limitações quando a camada superficial do concreto for de alta resistividade (camadas secas ou carbonatadas);
- Elevada influência nas leituras em função de diferentes espessuras de cobrimento, umidade, frente de carbonatação e cloretos numa única estrutura;
- Presença de correntes de fuga podem alterar resultados;
- Necessidade de uma interpretação cuidadosa dos resultados em função da grande variedade de fatores que influenciam nas leituras de potencial;
- Os critérios da norma ASTM C-876 valem para estruturas atacadas por cloretos, já no caso de ataque por carbonatação deve-se utilizar outros parâmetros;
- Para precisão dos resultados, não pode haver descontinuidade das armaduras.

2.13. NOVAS TECNOLOGIAS DE ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS EM PONTES

2.13.1 Eco-impacto em tabuleiros de pontes

Segundo SACK e OLSON (1995), este tipo de ensaio baseia-se na utilização de um transdutor rolante, um controle digital do eco-impacto e um sensor de distância, em um único equipamento. Este sistema é capaz de executar mais de 3.000 (três mil) testes por hora num tabuleiro de ponte, utilizando apenas um lado da estrutura.

Os pulsos lidos no receptor são obtidos através de um impacto mecânico sobre a superfície. Quando os pulsos encontram interfaces entre diferentes materiais parte da energia é refletida, atingindo desta forma o receptor. A figura 2.19 demonstra melhor o funcionamento do sistema.

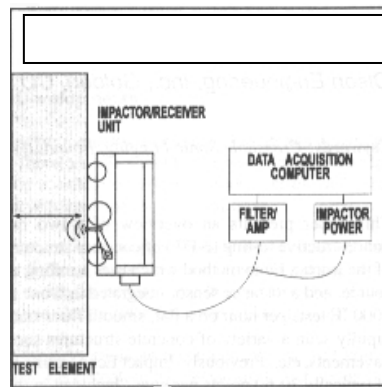


Figura 2.19: Esquema de funcionamento do equipamento (SACK e OLSON, 1995).

No caso de um tabuleiro de ponte, sabendo-se a espessura, pode-se, através desse equipamento, verificar se há alguma falha no interior de seu tabuleiro, em função da alteração da velocidade de propagação da onda.

2.13.2 Utilização de radar para a avaliação de erosão do leito do rio junto aos pilares de uma ponte

Segundo DAVIDSON (1995), esta aplicação do radar é muito interessante face às dificuldades de utilizar um mergulhador, ou uma câmara submarina, ou ainda a utilização do sonar, uma vez que pode haver muito material junto ao pilar que foi apenas carregado pelo rio quando de uma enchente, por exemplo, e tanto o mergulhador, a câmara ou o sonar, são incapazes de identificar este material no ponto onde houve a erosão.

O radar consegue detectar estes pontos, de maneira bastante rápida, informando, com precisão, o perfil do leito do rio na região desejada (figura 2.20). Este tipo de informação é muito importante, principalmente após enchentes, quando a velocidade da água aumenta, gerando em alguns pontos erosões que podem comprometer a fundação e conseqüentemente a estrutura como um todo.

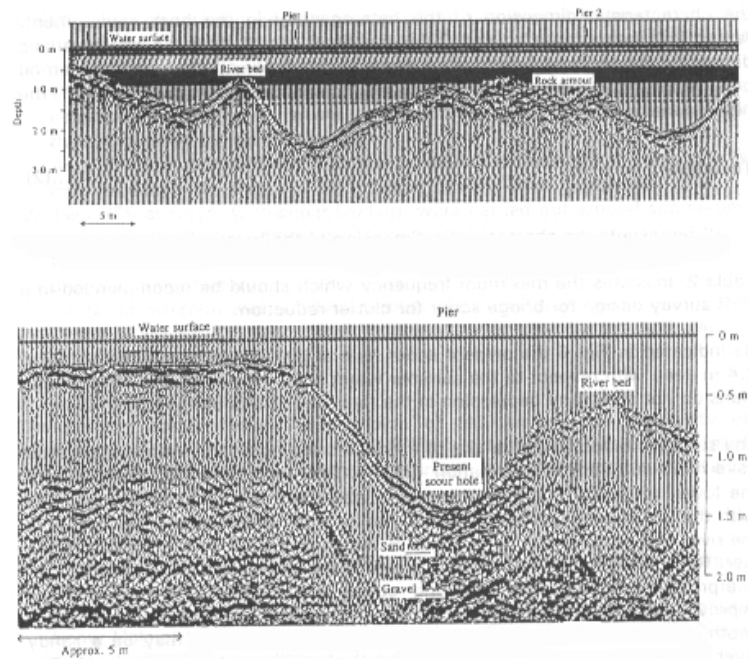


Figura 2.20: Visualização do resultado dos ensaios (DAVIDSON, 1995).

2.13.3 Utilização de termografia infravermelha e radar para avaliação de tabuleiros de pontes

Segundo WEIL (1995), a ASTM, ISO e BSI desenvolveram metodologias de ensaios não destrutivos para testes em concreto. Todas estas metodologias devem possuir alguns critérios tais como:

- Capacidade de determinar forma, tamanho e profundidade das áreas com problemas;
- Devem ser realmente não destrutivas;
- Capacidade de inspecionar grandes áreas, assim como áreas localizadas;
- Devem ser econômicas;
- Não devem gerar incômodos aos usuários.

Estas características aplicam-se perfeitamente à termografia infravermelha e ao radar. Ambos podem detectar com rapidez problemas localizados no tabuleiro de uma ponte, tais como vazios ou delaminações. O único inconveniente, neste caso, é que a termografia não fornece a profundidade do defeito. No entanto, como normalmente a espessura do tabuleiro é pequena em relação às outras dimensões, a simples localização do defeito já é de grande valia.

Ambos podem varrer uma faixa de 4 a 12 metros, passando-os sobre o tabuleiro a uma velocidade de 20km/h. O radar pode determinar aproximadamente a profundidade do defeito, desde que se faça o rastreamento com uma velocidade menor (WEIL, 1995).

Pode-se fazer levantamentos de grandes áreas, como os tabuleiros de pontes, utilizando-se simultaneamente os dois equipamentos, através de um carro que comportará ambos os equipamentos (figura 2.21).

Uma simples passada na região já é suficiente para levantamento dos problemas, podendo-se fazer, inclusive, uma superposição dos levantamentos, onde a termografia fornece a localização e o radar fornece a profundidade do defeito.



Figura 2.21: Veículo utilizado nos ensaios (WEIL, 1995).

Segundo BOSSET C. De, ROBERT A. (1995), a utilização destes dois sistemas conjuntamente também pode ser usada para verificação da qualidade do tabuleiro da ponte em função da utilização de sal para acelerar o derretimento do gelo que fica nas pontes, em países mais frios (figura 2.22).

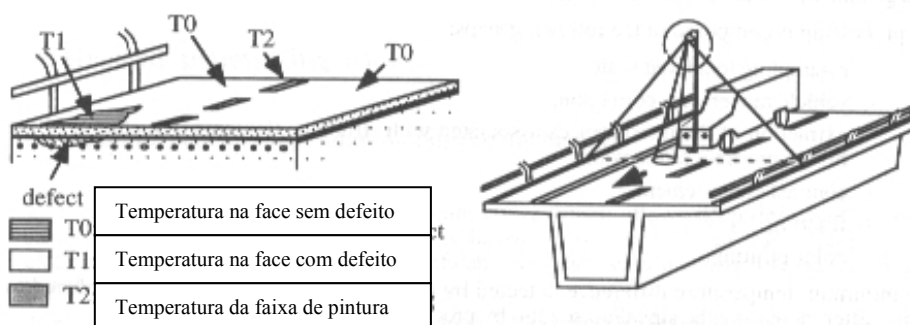


Figura 2.22: Uso do equipamento (BOSSET C. De, ROBERT A., 1995).

A termografia infravermelha transforma a imagem da planta da ponte em zonas afetadas (figura 2.23), enquanto que o radar fornece a profundidade do defeito. Após uma análise pode-se avaliar se haverá necessidade de recuperação total da estrutura, ou de apenas alguns pontos localizados.

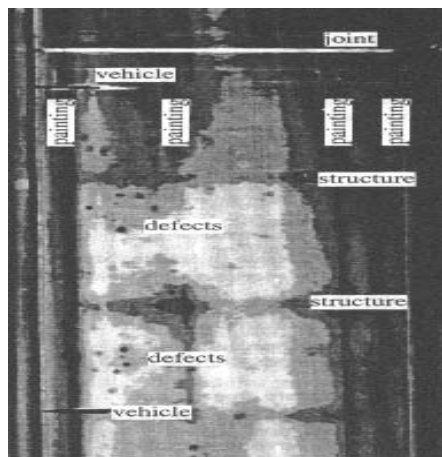


Figura 2.23: Imagem de um tabuleiro de ponte através da termografia infravermelha (BOSSET C. De, ROBERT A., 1995).

O radar, por sua vez, pode fornecer como informações, além da profundidade do defeito (figura 2.24), os seguintes itens:

- Ar entre a capa de Concreto Asfáltico Usinado a Quente – CAUQ e a laje de concreto;
- Posição das armaduras;
- Existência de outro material ou cabos de protensão, ou ainda vazios (seção caixão).

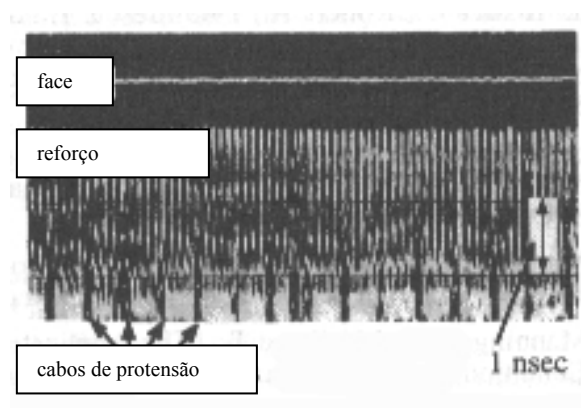


Figura 2.24: Radiografia de um tabuleiro de ponte (BOSSET C. De, ROBERT A., 1995).

2.13.4 Sistema de monitoração de vibrações em ponte

Segundo RÜCKER (1995), o método aqui citado permite testes não destrutivos em grandes estruturas. Qualquer excitação na ponte pode ser percebida com a utilização de microsensores, capazes de perceberem qualquer vibração na estrutura em qualquer hora. Estes sensores transmitem informações aos micro-computadores a cada momento, tendo-se, assim, uma monitoração em tempo real da estrutura. Além disto, podem também quantificar o número de veículos que trafegam sobre a ponte, além de variações na tensão dos cabos de protensão. Salienta-se que os sensores devem ser instalados em pontos críticos da estrutura, facilitando assim a obtenção de informações.

Como todo material é caracterizado por sua frequência natural, qualquer variação significa alguma alteração em suas propriedades. Se um determinado sensor registrou esta variação, pode ter ocorrido alguma fissura, por exemplo, numa região próxima ao sensor. Então, pode-se, rapidamente, fazer uma verificação *in loco* daquela área para atestar o que de fato aconteceu, e, se for o caso, realizar medidas preventivas antes que o problema se agrave.

Pode-se também imaginar a utilidade deste sistema de monitoramento no caso de usinas nucleares, detectando com precisão fissuras imperceptíveis a olho nu.

3. METODOLOGIA

3.1. IDÉIA INICIAL

A idéia inicial para a definição do tema a ser abordado nesta pesquisa partiu dos Editais de Concorrência efetuados pelo Governo Estadual no ano de 1998, para concessões de 3 (três) sistemas rodoviários no Estado de Santa Catarina, a saber:

- Sistema Rodoviário BR-470;
- Sistema Rodoviário Brusque;
- Sistema Rodoviário Norte.

Os 3 (três) sistemas foram objetos de Concorrência Pública Internacional, realizada pelo DER/SC. Para tanto, houve necessidade de uma prévia avaliação do estado das rodovias incluídas nesses sistemas rodoviários. A empresa APPE – Assessoria Para Projetos Especiais Ltda., fez este levantamento, incluindo as obras de arte especiais inseridas nessas rodovias, num total de 91 (noventa e uma) pontes.

Nesse levantamento, foi feita uma avaliação de cada ponte, através de fichas resultantes das vistorias realizadas. Nestas fichas descreveu-se os dados referenciais, construtivos e cadastrais, além de uma descrição sucinta do estado da parte superior e parte inferior (estrutura, aterro de encontro e drenagem) da ponte.

A partir deste levantamento inicial, classificaram-se as pontes em função de seu estado de conservação:

- Estado de conservação Nível I: Pequenos problemas ou com nível de recuperação reduzidos, tais com compactação dos aterros de acesso, pequenas fissuras, melhoria ou implantação de dispositivos de drenagem.
- Estado de conservação Nível II: Mesmos serviços do nível I, acrescidos de contenção dos aterros de encontro, recuperação mais profunda de fissuras e corrosão de armadura.
- Estado de conservação Nível III: A obra encontrava-se em condições precárias de funcionamento, ou com problemas isolados mais pesados de recuperação. São acrescidos aos serviços dos níveis anteriores, reforço da estrutura ou alargamento da pista.
- Estado de conservação Nível IV: A obra necessitava de intervenção mais severa ou de alterações na sua concepção construtiva. São serviços como alargamento

da pista, construção de passeios com barreiras laterais, reforços, além dos outros já citados nos itens anteriores.

- Estado de conservação Nível V: A obra era considerada não funcional do ponto de vista de vazão, conservação ou tráfego. Como solução indicava-se a construção de uma nova obra de arte no mesmo local para substituição da existente ou de uma obra adjacente.

A tabela 3.1 a seguir demonstra um resumo do estado de conservação das pontes analisadas.

Tabela 3.1: Conservação das pontes (Editais de Concorrência – DER/SC).

Estado de Conservação - Nível	Quantidade	% em relação ao total
I	14	15,4
II	14	15,4
III	18	19,8
IV	40	43,9
V	5	5,5
TOTAL	91	100,0

Desse total de 91 (noventa e uma) pontes, apenas 28 (vinte e oito) não possuíam armadura exposta, ou seja, 30,8% e apenas 1 (uma) não necessitava de serviço algum, a ponte sobre o Rio Uruguai, na divisa entre Santa Catarina e o Rio Grande do Sul, destacando-se desta forma, a importância do estudo sobre corrosão nas pontes em questão.

Além disto, as pontes que foram incluídas nos Níveis III, IV e V, ou seja, que necessitavam de uma recuperação mais profunda, somavam 63 (sessenta e três), 69,2%, demonstrando a ausência de manutenção periódica das pontes.

Destaca-se, também, que 100% das obras listadas foram executadas em concreto e que cerca de 64% dessas pontes possuem os vãos extremos em balanço, definindo, desta forma, uma tendência da concepção estrutural adotada nessas regiões.

Após a análise deste levantamento inicial, procurou-se verificar junto ao DER/SC quais destas pontes possuíam dados reais com referência a projetos, diário de obras e/ou características do concreto utilizado nas estruturas, tais como fck, relação água/cimento, dosagem, tipo de cimento utilizado, visando facilitar a aplicação dos ensaios previstos. Como resultado, de um total inicial de 91 (noventa e uma) pontes, houve uma redução para 39 (trinta e nove) pontes.

3.2. PONTES LOCALIZADAS EM FLORIANÓPOLIS

Inicialmente, com o intuito de estabelecer uma metodologia de trabalho, procurando-se verificar as dificuldades e contratempos que poderiam vir a surgir quando do trabalho de campo, optou-se por realizar uma inspeção preliminar de algumas pontes na ilha de Florianópolis. Para tanto, verificou-se 10 (dez) pontes, sendo que destas, apenas 1 (uma) não estava inserida em alguma rodovia estadual. As pontes eram as seguintes:

- Ponte sobre o Rio Papaquara – SC 401;
- Ponte sobre o Rio Palha (ponte antiga) – SC 401;
- Ponte sobre o Rio Ratoles I (ponte antiga) – SC 401;
- Ponte sobre o Rio Ratoles II – SC 402;
- Ponte sobre o canal do DNOS – SC 402;
- Pontes na Avenida Madre Benvenutta (pontes municipais);
- Ponte sobre o Rio Tavares (próxima ao aeroporto) – SC 401;
- Ponte sobre o Rio Tavares – SC 405;
- Ponte próxima à Praia da Armação – SC 406;
- Ponte entre a Praia da Armação e Pântano do Sul – SC 406.

As pontes citadas foram projetadas com os mais diversos sistemas estruturais, tais como Concreto Armado, Concreto Protendido, Vigas Moldadas *in loco*, Vigas Pré-moldadas, Seção Caixa. Verificou-se também, junto ao DER/SC, a existência dos projetos, encontrando-se projetos para 5 (cinco) pontes apenas, pontes estas escolhidas para a pesquisa.

Em cada ponte verificava-se a proximidade com algum ponto de energia elétrica (necessário para realização de ensaios), estado geral das cabeceiras, guarda-rodas e guarda-corpos, pontos de escoamento de águas, estado dos aparelhos de apoio, presença de corrosão, fissuras na estrutura, falhas de concretagem, estado geral das juntas (se existente), vibração da estrutura, entre outros.

Além disso, em cada ponte era realizado, em alguns pontos, a verificação da carbonatação (redução do pH) do concreto, através de uma solução de fenolftaleína diluída em álcool etílico.

Desse levantamento inicial pôde-se evidenciar alguns aspectos, conforme se destaca a seguir:

- Presença de corrosão, sendo que em algumas pontes com maior intensidade, evidenciando o pequeno cobrimento das armaduras e a porosidade do concreto, aliada à agressividade do ambiente.
- A maioria das pontes analisadas está localizada em mangues, representando um ambiente bastante agressivo para as mesmas.
- Presença de execução de pequenos reparos, tais como tamponamento de falhas de concretagem e pontos de corrosão. No entanto, tais serviços não foram realizados de maneira adequada.
- Na ponte próxima à Praia da Armação verificou-se a existência de fissuras junto a todos os 4 (quatro) apoios das vigas principais (longarinas). Tais fissuras puderam ser observadas nas duas faces de cada viga, evidenciando possíveis problemas em relação a esforços de cisalhamento.
- Verificou-se junto aos pontos de escoamento das águas, a deterioração acentuada do concreto, proporcionando o surgimento da corrosão nestes pontos.

3.3. LEVANTAMENTO INICIAL

Com base na experiência dos levantamentos preliminares e com o intuito de estabelecer uma metodologia definitiva a ser adotada no campo, foi realizado um levantamento completo de uma ponte para avaliar o tempo necessário da inspeção e realização dos ensaios pertinentes (levantamento inicial). A estrutura escolhida foi a ponte sobre o Rio Ratones II – SC 402, localizada logo após o Trevo de Jurerê, na rodovia que dá acesso à referida praia (figura 3.1).

Escolheu-se uma ponte no próprio Município de Florianópolis (uma entre as dez já vistoriadas), uma vez que, em se tratando de um levantamento inicial, o surgimento de problemas poderia ser resolvido com outras visitas ao local. Todo o tempo de inspeção foi cronometrado para fins de avaliação da quantidade de pontes a serem pesquisadas posteriormente, estabelecendo, desta forma, o tamanho definitivo da amostra.

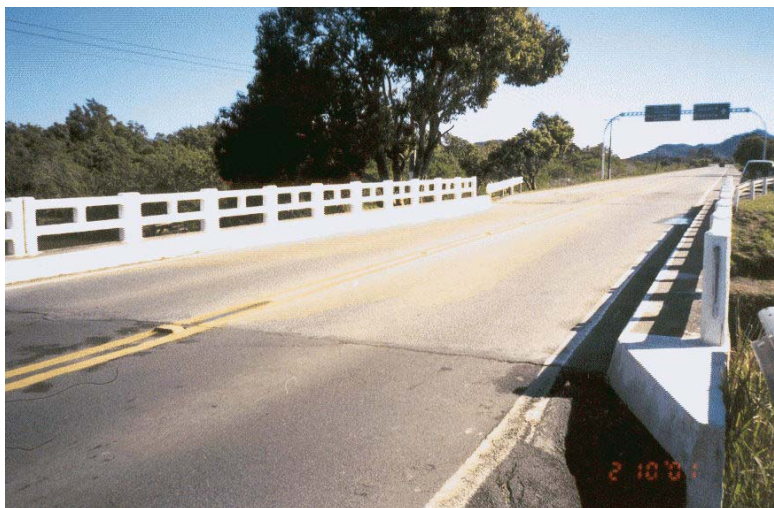


Figura 3.1: Ponte sobre o Rio Ratoes II.

Essa ponte possui seu projeto datado de 1973, logo antes da edição da NBR 6118, de 1978. Sua construção ocorreu entre os anos de 1975 e 1980. O cobrimento das armaduras nas lajes é de 1cm, enquanto que nas vigas é de 2cm. O concreto utilizado na superestrutura (vigas protendidas) possui $\sigma_r = 290\text{kgf/cm}^2$ ($f_{ck} = 29\text{MPa}$), enquanto que para as demais peças o concreto possui $\sigma_r = 180\text{kgf/cm}^2$ ($f_{ck} = 18\text{MPa}$). Seu vão livre é de 21 (vinte e um) metros.

Conforme a NB1-60 (ABNT, 1960), Norma em vigência à época do projeto, a tensão σ_r é igual a tensão mínima de ruptura do concreto à compressão, com 28 (vinte e oito) dias de idade, determinada em corpos-de-prova cilíndricos.

Os ensaios previstos nesta pesquisa foram realizados nos dias 14 e 15.06.2002, sendo que no dia 14.06.2002, foi utilizado o período da tarde (13:30 às 17:00) e no dia 15.06.2002, o período da manhã (8:30 até 11:30), totalizando 6,5 horas. Em ambos os dias a umidade relativa do ar era próximo de 100%, visto que chovia ocasionalmente. A temperatura ambiente estava em torno de 17°C. Destaca-se que os locais escolhidos para a realização dos ensaios estavam protegidos das intempéries. Realizaram-se ensaios de dureza superficial do concreto (esclerometria), medidas de potencial de corrosão, coleta de amostras para teor de cloretos e verificação da espessura de carbonatação. Os resultados dos ensaios realizados serão demonstrados juntamente com os demais realizados nas outras pontes pesquisadas.

3.3.1 Equipamentos e materiais utilizados

Para a realização dos ensaios previstos foram utilizados os seguintes equipamentos (figura 3.2):

- Gerador de energia de 3000W movido à gasolina (equipamento alugado), para a utilização de furadeira eletro-pneumática, em função da ausência de energia elétrica;
- Furadeira pneumática (Modelo BOSCH GSB 19-2, alugada, com potência de 650W) e brocas de 12mm para a coleta de amostras para o ensaio de teor de cloretos;
- Esclerômetro (Modelo 58-C0181/N), para verificação da dureza superficial do concreto;
- Semipilha CPV-4, para medição das diferenças de potenciais;
- Solução de fenolftaleína a 1% dissolvida em álcool etílico (armazenado em um aspersor) para verificação da profundidade de carbonatação;
- Solução de detergente líquido na proporção de 4 a 5ml por litro de água potável (armazenado em um aspersor) e esponja para melhorar o contato entre a estrutura e a semipilha CPV-4;
- Aparato para coleta do pó de concreto retirado da estrutura através de furadeira eletro-pneumática (aparato de alumínio, saco plástico e compartimento para estocagem das amostras separadas), conforme KOPSCH (2001);
- Marreta, ponteira, martelo e escova de aço para alcance da armadura onde foi fixado um dos pólos da semipilha CPV-4 e quebra de um pedaço da estrutura para a verificação da carbonatação;
- Máquina fotográfica para registro fotográfico dos ensaios realizados e estruturas inspecionadas;
- Trena para locação dos pontos de realização dos ensaios;
- Cópia do projeto estrutural da ponte obtido junto ao DER/SC, facilitando, desta forma, o posicionamento dos equipamentos para a realização dos ensaios;
- Giz de cera, giz branco, prancheta, etiquetas, e demais materiais auxiliares e de proteção individual (luvas, óculos).



Figura 3.2: Equipamentos utilizados no levantamento.

3.3.2 Ensaios realizados

Os ensaios realizados na ponte escolhida foram:

- Carbonatação: Foram verificados 3 (três) pontos localizados na transversina junto à cabeceira e longarina para fins de análise de provável ocorrência do processo de carbonatação, retirando-se lascas de concreto da estrutura e depositando sobre as mesmas, uma solução de fenolftaleína, indicador químico, a 1% dissolvida em álcool etílico (figura 3.4).

- Teor de cloretos no concreto: Foram executados 13 (treze) furos de 12mm cada, colhendo-se amostras nas profundidades de 0,0 a 1,0cm e 1,0cm a 2,0cm. Ao todo foram pesquisadas 3 (três) áreas, todas voltadas para a face sudeste, totalizando 6 (seis) amostras. Tais amostras foram devidamente rotuladas e enviadas para a Central de Análises do Departamento de Química da Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC, para a realização de análises visando determinação do teor de íons cloreto solúveis em ácido (cloretos totais) e solúveis em água (cloretos livres). Tal análise foi realizada conforme a NBR 9917 – Agregados para Concreto – Determinação de sais, cloretos e sulfatos solúveis. Ressalta-se que, decidiu-se realizar a coleta em 2 (duas) profundidades, uma vez que havia interesse apenas em verificar se os cloretos atingiram a armadura, sem o intuito de traçar um perfil no ponto pesquisado, uma vez que no caso precisar-se-ia de, pelo menos, mais um ponto. Além disto, o custo para a realização dos ensaios elevar-se-ia em 33% (trinta e três por cento).

- Medidas de potencial de corrosão: Foram analisadas duas áreas de 1,28m² (0,8 x 1,6m) cada, localizadas na transversina; uma no vão central e outra no 3.º vão, utilizando-se para tal a semipilha CPV-4 (face sudeste). A malha de pontos de estudo foi de 20x20cm (figuras 3.5 e 3.6).

- Esclerometria: O ensaio foi efetuado em 7 (sete) pontos, localizados nas transversinas, longarinas e cortinas, seguindo as recomendações da NBR 7584/1982 (figura 3.3).

Procurou-se realizar esses ensaios em regiões pré-determinadas e de fácil acesso, tais como vigas e/ou pilares. Os ensaios de potencial de corrosão, teor de cloretos e carbonatação foram realizados na mesma área, enquanto que a esclerometria foi realizada em outras áreas.



Figura 3.3: Área do ensaio de esclerometria.



Figura 3.4: Área do ensaio de carbonatação (entre os furos para coleta de material para o ensaio de teor de cloretos).



Figura 3.5: Área mapeada para o ensaio de medida de potencial de corrosão.



Figura 3.6: Ponto de referência para o ensaio de medida de potencial de corrosão (armadura não corroída).

3.3.3 Dificuldades encontradas

A maior dificuldade para a realização dos ensaios foi a localização de armadura, para fixação de um dos pólos da semipilha utilizada para o ensaio de medida de potencial de corrosão. No levantamento inicial, realizou-se a medida de potencial de corrosão em uma longarina. Para tanto, localizou-se, com base no projeto estrutural, a posição da armadura principal positiva. No entanto, após a retirada do concreto, não se encontrou a referida armadura.

Em função disto, optou-se por localizar uma armadura já corroída, e retirar o concreto até atingir uma região sem corrosão, utilizando este ponto como referência para a obtenção das diferenças de potenciais. A realização do ensaio de potencial de corrosão, propriamente dito, é bastante simples e rápida.

No geral, a localização com rapidez de uma armadura sã para a realização do ensaio de medida de potencial de corrosão foi o ponto chave para a velocidade do andamento dos demais ensaios, devendo-se levar em conta também a acessibilidade aos locais onde foram realizados estes ensaios, uma vez que há necessidade de deslocamento de um gerador e demais equipamentos para as proximidades dos pontos ensaiados. O fator decisivo para a escolha do local a ser pesquisado foi justamente a acessibilidade ao mesmo.

A utilização de uma furadeira eletro-pneumática para perfuração do concreto facilitou bastante a coleta de amostras para o ensaio de teor de cloretos, tornando o processo bastante simples.

A verificação da espessura carbonatada do concreto foi efetuada na área entre os furos para coleta do pó para o ensaio de cloretos, não ocasionando grandes dificuldades.

Por fim, destaca-se que foram obtidas autorizações junto ao DER/SC para inspeção de todas as pontes pesquisadas neste trabalho, visando assegurar a acessibilidade e a própria segurança dos pesquisadores.

3.4. DEMAIS PONTES ESTUDADAS – REGIÃO DE FLORIANÓPOLIS

Após a conclusão do levantamento inicial, pôde-se planejar a realização dos ensaios nas demais pontes. Para tanto, selecionou-se 4 (quatro) pontes, além da inicialmente estudada. Os ensaios foram realizados entre os dias 10 e 20.09.2002. As pontes estudadas e suas características foram as seguintes:

- Ponte sobre o Rio Papaquara – SC 401: projeto datado de 1972, e execução entre os anos de 1975 e 1980. O cobrimento das armaduras é de 1cm para as lajes e 2cm para as vigas (vigas em concreto armado) e pilares. O concreto adotado para a execução da estrutura possui, de acordo com o projeto, $\sigma_r = 150\text{kgf/cm}^2$. Presença de balanços nas extremidades, sendo que seu vão livre é de 18 (dezoito) metros.
- Ponte sobre o Rio Palha (ponte antiga) – SC 401: mesmas características da ponte sobre o Rio Papaquara, no entanto, apresenta um vão livre menor, de 11 (onze) metros.
- Ponte sobre o Rio Ratones I (ponte antiga) – SC 401: características similares da ponte do levantamento inicial, à exceção das longarinas que são em

concreto armado, com $\sigma_r = 180\text{kgf/cm}^2$, assim como toda a estrutura. O vão livre desta ponte é de 20 (vinte) metros.

- Ponte sobre o canal do DNOS – SC 402: mesmas características da ponte do levantamento inicial (mesmo projeto).

Destaca-se que as 5 (cinco) pontes estudadas, em Florianópolis, possuem projetos de mesma autoria e época. Além disto, a temperatura ambiente durante a realização dos ensaios era em torno de 20°C, enquanto que a umidade relativa do ar estava perto dos 100%.

3.4.1 Ponte sobre o Rio Papaquara

O ensaio de dureza superficial (esclerometria) foi realizado em 9 (nove) pontos, tais como, alas, cortinas, longarinas (face exposta e face protegida).

Foram realizadas coletas de amostras para o ensaio de teor de cloretos em 3 (três) áreas. Uma área localizada na transversina/cortina, junto à cabeceira, com a face voltada para o Norte. As outras duas estavam localizadas na longarina, numa face protegida das intempéries (face voltada para oeste), e outra face exposta, voltada para o leste.

As medidas de potencial de corrosão foram realizadas nas mesmas áreas em que foram coletadas as amostras para teor de cloretos, totalizando 5,04m², enquanto que a verificação da profundidade de carbonatação foi realizada nos pontos onde estavam expostas as armaduras para fixação de um dos pólos da semipilha CPV-4. A figura 3.7 a seguir demonstra a referida ponte:



Figura 3.7: Ponte sobre o Rio Papaquara.

3.4.2 Ponte sobre o Rio Palha (ponte antiga)

O ensaio de dureza superficial (esclerometria) foi realizado em 8 (oito) pontos, tais como, alas, cortinas, longarinas (face exposta e face protegida). Destaca-se que a variação do número de pontos, quando comparados as demais pontes, deveu-se simplesmente à acessibilidade aos locais de ensaio.

Foram realizadas coletas de amostras para o ensaio de teor de cloretos em 3 (três) áreas. Uma área localizada na transversina/cortina, junto à cabeceira, com a face voltada para o Sul. A segunda área estava localizada na longarina, numa face protegida das intempéries (face voltada para leste), enquanto que a terceira área de estudo, foi um dos pilares (figura 3.8), numa face voltada para o norte.

As medidas de potencial de corrosão foram realizadas nas áreas onde houve a coleta das amostras para teor de cloretos (4,13m²). Destaca-se que, no caso do pilar, foi feito o mapeamento de todo seu perímetro.



Figura 3.8: Verificação do potencial de corrosão em um dos pilares.

A verificação da profundidade de carbonatação foi realizada nos pontos onde estavam expostas as armaduras para fixação de um dos pólos da semipilha CPV-4, além de pontos entre os furos utilizados para coleta de amostras para o ensaio de teor de cloretos. A figura 3.9, a seguir demonstra a ponte em destaque:



Figura 3.9: Ponte sobre o Rio Palha.

3.4.3 Ponte sobre o Rio Ratoles I (ponte antiga)

O ensaio de dureza superficial (esclerometria) foi realizado em 8 (oito) pontos, tais como, cortinas, transversinas e longarinas.

Foram realizadas coletas de amostras para o ensaio de teor de cloretos em 3 (três) áreas. Duas áreas localizadas na transversina/cortina, junto à cabeceira, com a face voltada para o Sul. A terceira área estava localizada na transversina entre os pilares (face voltada para Sul). Todas as áreas estavam protegidas das intempéries.

As medidas de potencial de corrosão foram realizadas nas áreas em que foram coletadas as amostras para teor de cloretos, num total de 2,27m², sendo que na transversina/cortina realizaram-se as medidas em apenas uma das áreas onde foram coletadas as amostras para teor de cloretos.

A verificação da profundidade de carbonatação foi realizada nos pontos onde estavam expostas as armaduras para fixação de um dos pólos da semipilha CPV-4, além de pontos entre os furos utilizados para coleta de amostras para o ensaio de teor de cloretos. A figura 3.10 a seguir demonstra a ponte analisada:



Figura 3.10: Ponte sobre o Rio Ratones I.

3.4.4 Ponte sobre o Canal do DNOS

O ensaio de dureza superficial (esclerometria) foi realizado em 7 (sete) pontos, tais como, cortinas, transversinas e longarinas.

Foram realizadas coletas de amostras para o ensaio de teor de cloretos em 3 (três) áreas. Duas áreas localizadas na transversina (vão central e vão externo), junto à cabeceira, com a face voltada para o Sudeste. A terceira área estava localizada na cortina logo abaixo da transversina (face voltada para o Sudeste). Todas as áreas estavam protegidas das intempéries.

As medidas de potencial de corrosão foram realizadas nas mesmas áreas onde foram coletadas amostras para teor de cloretos, sendo que na cortina não se realizou a medida, perfazendo uma área estudada de 1,92m².

A verificação da profundidade de carbonatação foi realizada nos pontos onde estavam expostas as armaduras para fixação de um dos pólos da semipilha CPV-4, além de pontos entre os furos utilizados para coleta de amostras para o ensaio de teor de cloretos. A seguir (figura 3.11), verifica-se a ponte em estudo:



Figura 3.11: Ponte sobre canal do DNOS.

3.5. DEMAIS PONTES ESTUDADAS – REGIÃO DO VALE DO ITAJAÍ

Após a conclusão dos estudos na Região de Florianópolis, partiu-se para a realização dos estudos em pontes localizadas na Região do Vale do Rio Itajaí (inseridas nos objeto de Concorrência Pública Internacional, realizada pelo DER/SC). Estas pontes estavam localizadas em regiões afastadas da região litorânea, objetivando justamente a comparação de resultados com as pontes localizadas em ambiente marinho.

Para tanto, em 21.09.2002, realizou-se uma vistoria inicial em algumas pontes da região, localizadas em rodovias estaduais, para verificar as condições de acessibilidade, visando a realização dos ensaios previstos. Destaca-se que estas pontes, por estarem localizadas em áreas sujeitas a enchentes, possuem uma maior distância entre o leito do rio e seu tabuleiro (gabarito), prejudicando o acesso a sua superestrutura. Por outro lado, praticamente em todas as pontes, os pilares estão razoavelmente bem acessíveis.

Desse levantamento inicial na região, pôde-se evidenciar alguns aspectos, conforme se destaca a seguir:

- Presença de pequenos pontos de corrosão, em função, principalmente, do cobrimento insuficiente das armaduras nestes locais (posicionamento incorreto na execução da estrutura), mas com uma intensidade bem menor que a verificada nas pontes da região de Florianópolis.
- Presença de execução de pequenos reparos, tais como tamponamento de falhas de concretagem e pontos de corrosão. No entanto, tais serviços não foram

realizados de maneira adequada, uma vez que houve apenas um lançamento de uma argamassa (cimento e areia), sobre a armadura, sem metodologia alguma.

- Na ponte sobre o Rio do Peixe, verificou-se uma acentuada erosão sob um dos blocos de fundação, inclusive demonstrando trecho das estacas. Em função disto, o Distrito do DER da região de Blumenau foi comunicado do fato.

- Comparando-se com as pontes na região de Florianópolis, verificou-se uma melhor conservação das pontes da região do Vale do Rio Itajaí, principalmente por estarem localizadas em ambiente menos agressivo.

De posse das informações iniciais, verificou-se no DER/SC a existência de projetos das pontes. Com base nos projetos existentes e na estimativa de custo e tempo para o levantamento de uma ponte, escolheu-se 5 (cinco) para realização dos ensaios, conforme se demonstra a seguir:

- Ponte sobre o Ribeirão das Canas – SC 470, em Gaspar: sua execução ocorreu na década de 50, uma vez que está inserida na 1.^a rodovia pavimentada do Estado de Santa Catarina. Destaca-se que houve um alargamento da pista (ampliação das lajes), ocorrida no início dos anos 90. O cobrimento das armaduras é de 1cm para as lajes e 2cm para as vigas (vigas em concreto armado) e pilares. O concreto adotado para a execução da estrutura mais antiga possui, de acordo com o projeto, $\sigma_r = 150\text{kgf/cm}^2$. Ponte executada com balanços extremos. O vão central da mesma é de 18 (dezoito) metros. Conforme levantamento efetuado pela empresa APPE – Assessoria Para Projetos Especiais Ltda., (item 3.1), esta ponte encontra-se no estado de conservação Nível II.

- Ponte sobre o Ribeirão Poço Grande – SC 470, em Gaspar: mesmas características da ponte sobre o Ribeirão das Canas, sendo inclusive construída na mesma época, só que com a execução de seu alargamento através de duas estruturas geminadas, no início dos anos 90. Esta ampliação, conforme projeto, possui $f_{ck} \geq 20\text{MPa}$. O cobrimento das vigas e pilares para o trecho alargado é de 2,5cm, enquanto que para as lajes o cobrimento é de 2,0cm. Presença de balanços nas extremidades e de 3 (três) vãos centrais de 12 (doze) metros cada. Conforme levantamento efetuado pela empresa APPE – Assessoria Para Projetos Especiais Ltda., (item 3.1), esta ponte encontra-se no estado de conservação Nível I.

- Ponte sobre o Rio do Peixe – SC 413, em Luís Alves: obra projetada em concreto armado, com execução entre os anos de 1985 e 1990. O cobrimento é de 2,0cm para as vigas e pilares, com $f_{ck} \geq 18\text{MPa}$. Possui balanços nas extremidades e vão livre

central de 23,5 (vinte e três vírgula cinco) metros. Localizada em ambiente rural. Conforme levantamento efetuado pela empresa APPE (item 3.1), esta ponte encontra-se no estado de conservação Nível II.

- Ponte sobre o Rio Canoas – SC 413, em Luís Alves: características similares as da ponte sobre o Rio do Peixe. No entanto possui 3 (três) vãos, 2 (dois) extremos de 20,5 (vinte vírgula cinco) metros e um central de 24 (vinte e quatro) metros. Localizada em ambiente rural. Conforme levantamento efetuado pela empresa APPE (item 3.1), esta ponte encontra-se no estado de conservação Nível II.

- Ponte sobre o Rio Miguel – SC 413, em Luís Alves: Ponte em curva. Localizada em ambiente urbano do referido Município. Projeto em concreto armado, executado na mesma época das outras duas pontes em Luís Alves. O cobrimento das armaduras é de 2,5cm para as vigas e pilares, com $f_{ck} \geq 15\text{MPa}$. Possui balanços nas extremidades e vão livre de 19 (dezenove) metros. Assim como nas demais pontes localizadas no Vale do Itajaí, esta ponte encontra-se no estado de conservação Nível II.

Destaca-se que, quando da realização dos ensaios, a temperatura ambiente estava em torno de 25°C, enquanto que a umidade relativa do ar estava por volta de 90%.

3.5.1 Ponte sobre o Ribeirão das Canas

O ensaio de dureza superficial (esclerometria) foi realizado em 8 (oito) pontos, tais como, cortinas, transversinas, pilares e longarinas (face exposta e face protegida).

Foram realizadas coletas de amostras para o ensaio de teor de cloretos em 3 (três) áreas. Uma área localizada na transversina/cortina, junto à cabeceira, com a face voltada para o Oeste (área protegida de intempéries). Outra área estava localizada na transversina entre os pilares (área protegida), voltada para o Leste, enquanto que a 3.^a área estava localizada na longarina, protegida das intempéries, com a face voltada para o Sul.

As medidas de potencial de corrosão foram realizadas nas áreas em que foram coletadas as amostras para teor de cloretos, no total de 5,40m². A verificação da profundidade de carbonatação foi realizada nos pontos onde estava exposta a armadura para fixação de um dos pólos da semipilha CPV-4. A figura 3.12 a seguir demonstra a referida ponte:



Figura 3.12: Ponte sobre o Ribeirão das Canas.

3.5.2 Ponte sobre o Ribeirão Poço Grande

Assim como na ponte anterior, o ensaio de dureza superficial (esclerometria) foi realizado em 8 (oito) pontos, localizados tanto na área antiga, quanto na área mais recente (área alargada). Os elementos estruturais escolhidos, em função da acessibilidade, foram transversinas, pilar mais recente e longarinas (face exposta e face protegida).

A coleta de amostras para o ensaio de teor de cloretos foi realizada em 3 (três) áreas, assim como as medidas de potencial de corrosão, totalizando 3,24m² de área pesquisada. Duas áreas estavam localizadas em uma longarina mais recente, em faces opostas, voltadas para o Sul e para o Norte. A 3.^a área estava localizada na longarina antiga, numa face protegida das intempéries (face voltada para Norte). Destaca-se que, antes do alargamento, esta área estava desprotegida, uma vez que era uma face externa da longarina.

A verificação da profundidade de carbonatação foi realizada nos pontos onde era fixado um dos pólos da semipilha CPV-4 para a leitura do potencial de corrosão. A seguir (figura 3.13), ilustra a referida ponte:



Figura 3.13: Ponte sobre o Ribeirão Poço Grande (ponte alargada).

3.5.3 Ponte sobre o Rio do Peixe

Como as demais pontes desta região, o ensaio de dureza superficial (esclerometria) foi realizado em 8 (oito) pontos, localizados em cortinas, pilares e longarinas. Neste último elemento, foram realizados ensaios em áreas externas (face voltada para fora) e internas (face voltada para o lado de dentro da ponte).

Também foram realizadas coletas de amostras para o ensaio de teor de cloretos em 3 (três) áreas. Duas áreas localizadas na longarina, em faces opostas, uma voltada para o Sul e outra para o Norte. A outra área estava localizada na cortina, em área protegida das intempéries, voltada para o Oeste.

Assim como as outras pontes, as medidas de potencial de corrosão ($3,02\text{m}^2$) foram realizadas nas áreas onde foram coletadas as amostras para teor de cloretos, sempre em função da acessibilidade aos locais de ensaio. Destaca-se que, tanto para a coleta de amostras para o ensaio de teor de cloretos, quanto para a medida de potencial de corrosão, utilizou-se de uma escada para acesso às áreas de ensaio.

Em relação à verificação da profundidade de carbonatação, a mesma foi realizada nos pontos onde a armadura para fixação de um dos pólos da semipilha CPV-4 era exposta. A seguir, na figura 3.14 consta uma visualização da ponte:



Figura 3.14: Ponte sobre o Rio do Peixe.

3.5.4 Ponte sobre o Rio Canoas

O ensaio de dureza superficial (esclerometria) também foi realizado em 8 (oito) pontos, localizados em pilares (dois pontos em faces opostas) e longarinas, e em faces opostas (protegida e desprotegida).

Foram realizadas coletas de amostras para o ensaio de teor de cloretos em 3 (três) áreas. Duas áreas localizadas em um dos pilares, em faces opostas (face Leste e Oeste), enquanto que a 3.^a área, localizada em outro pilar, com face voltada para o Leste. Em função da altura do greide em relação nível natural do terreno, pode-se considerar os pilares como desprotegidos das intempéries.

As medidas de potencial de corrosão foram realizadas nos 2 (dois) pilares em que houve coleta das amostras para teor de cloretos, sendo elaborado um mapeamento de todo o seu contorno, num total de 4,50m² de área pesquisada.

A verificação da profundidade de carbonatação foi realizada nos 2 (dois) pilares, nos pontos onde era exposta a armadura para fixação de um dos pólos da semipilha CPV-4. A figura 3.15 ilustra a ponte pesquisada:



Figura 3.15: Ponte sobre o Rio Canoas.

3.5.5 Ponte sobre o Rio Miguel

O ensaio de dureza superficial (esclerometria) foi realizado em 8 (sete) pontos, assim como nas demais pontes do Vale do Rio Itajaí, em elementos como cortinas, pilares e longarinas (faces internas e externas).

Foram realizadas coletas de amostras para o ensaio de teor de cloretos em 3 (três) áreas. Duas áreas localizadas na longarina, em faces opostas, voltadas para o Norte e para o Sul, respectivamente, desprotegida e protegida das intempéries. A 3.^a área estava localizada na aba da cortina (face voltada para o Oeste e protegida). Assim como no ensaio de medida de potencial de corrosão, necessitou-se de escada para acesso aos locais de ensaio.

As medidas de potencial de corrosão, numa área de 1,69m², foram realizadas nas mesmas áreas onde foram coletadas as amostras para teor de cloretos. A verificação da profundidade de carbonatação foi realizada nos pontos onde a armadura para fixação de um dos pólos da semipilha CPV-4 ficava exposta. A seguir, na figura 3.16, consta a referida ponte:



Figura 3.16: Ponte sobre o Rio Miguel.

3.5.6 Custos da Pesquisa e Extração de Testemunho

Para a realização da pesquisa demonstrada neste trabalho, foram utilizados diversos equipamentos, efetuados diversos ensaios e deslocamentos. O esclerômetro e a semipilha CPV-4 foram adquiridos junto ao Tribunal de Contas do Estado de Santa Catarina – TCE/SC, onde o autor é funcionário, enquanto que os demais gastos foram bancados pelo próprio autor da pesquisa. O quadro 3.1 a seguir demonstra melhor a despesa:

Quadro 3.1: Despesas para a realização da pesquisa

ITEM	VALOR (R\$)
Compra de Equipamentos (Esclerômetro e Semipilha) – TCE	5.100,00
Aluguel de Equipamentos (Gerador de Energia e Furadeira)	1.280,00
Compra de Equipamentos (Demais Equipamentos Acessórios)	380,00
Realização de Ensaio (Teor de Cloretos Totais e Livres)	2.500,00
Realização de Ensaio (Reconstituição de Traço)	200,00
Despesas com hotel e alimentação para 2 pessoas (Vale do Rio Itajaí)	280,00
Auxílio nas pesquisas (1 pessoa)	500,00
Combustível	350,00
Serviços de Impressão e Revelação de Fotografias	350,00
TOTAL	10.940,00

Pretendia-se também a realizar a extração de testemunhos de concreto em algumas pontes, para correlação com os resultados obtidos no ensaio de dureza superficial (Esclerometria). No entanto, não houve disponibilidade do equipamento junto à Universidade do Vale do Itajaí – UNIVALI, à época do trabalho de campo.

4. RESULTADOS

4.1. ESCLEROMETRIA

Os resultados dos ensaios relativos à dureza superficial do concreto (esclerometria), demonstrados no ANEXO 10.1, expressos através dos índices esclerométricos (NBR 7584/82), estão compilados nas tabelas 4.1 a 4.11 a seguir. Ressalta-se que a quantidade de pontos ensaiados variou em função da acessibilidade. Além disto, salienta-se que a eliminação de áreas, em algumas pontes, deveu-se ao procedimento descrito no item 5 (Resultados) da norma. No sub-item 5.3.1 consta que deverá haver ao menos 5 (cinco) índices esclerométricos individuais para cada área estudada, o que em alguns casos não ocorreu, eliminando a referida área.

Tabela 4.1: Resultados da esclerometria – Ponte sobre o Rio Ratones II.

ÁREA DO ENSAIO	ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO - IE
Face Interna da Longarina A	54,22
Face Externa da Longarina A	56,11
Face Interna da Cortina	55,56
Face Interna da Longarina D	57,56
Face Externa da Longarina D	53,00
Face Interna da Cortina	56,44
Face Interna da Transversina junto aos Apoios	52,14
IE MÉDIO – 29MPa	55,22
IE MÉDIO – 15MPa	54,71
IE MÉDIO GERAL	55,00
DESVIO PADRÃO	1,96
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO	3,56%

Tabela 4.2: Resultados da esclerometria – Ponte sobre o Rio Papaquara.

ÁREA DO ENSAIO	ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO - IE
Ala B	42,71
Cortina junto à Ala B	*
Face Externa da Longarina B	45,38
Face Interna da Longarina B	52,13
Vão Interno da Cortina	42,13
Face Interna da Longarina A	47,14
Face Externa da Longarina A	*
Cortina junto à Ala A	51,89
Ala A	50,89
IE MÉDIO	47,47
DESVIO PADRÃO	4,25
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO	8,95%

* Área eliminada, conforme item 5 da NBR 7584/82.

Tabela 4.3: Resultados da esclerometria – Ponte sobre o Rio Palha.

ÁREA DO ENSAIO	ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO - IE
Transversina junto à Cabeceira - Interna	*
Transversina junto à Cabeceira - Externa	50,38
Face Interna da Longarina A	52,63
Face Interna da Longarina B	48,20
Ala A	47,38
Ala B	46,43
Face Externa da Longarina A	53,56
Face Externa da Longarina B	50,00
IE MÉDIO	49,80
DESVIO PADRÃO	2,66
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO	5,34%

* Área eliminada, conforme item 5 da NBR 7584/82.

Tabela 4.4: Resultados da esclerometria – Ponte sobre o Rio Ratonos I.

ÁREA DO ENSAIO	ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO - IE
Face Interna da Cortina (1)	55,67
Face Interna da Longarina A	44,29
Face Interna da Longarina B	49,00
Face Interna da Transversina	38,71
Transversina entre Pilares	52,00
Face Interna da Cortina (2)	53,25
Face Externa da Longarina A	44,00
Face Externa da Longarina B	52,17
IE MÉDIO	48,64
DESVIO PADRÃO	5,78
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO	11,88%

Tabela 4.5: Resultados da esclerometria – Ponte sobre o Canal do DNOS.

ÁREA DO ENSAIO	ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO - IE
Face Interna da Longarina A	52,17
Vão central da Transversina	52,00
3.º Vão da Transversina	54,44
Face Interna da Longarina B	53,86
Face Interna da Longarina C	54,75
Face Externa da Longarina D	53,11
Face Interna da Cortina	52,80
IE MÉDIO – 29MPa	53,47
IE MÉDIO – 15MPa	53,08
IE MÉDIO	53,30
DESVIO PADRÃO	1,08
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO	2,03%

Tabela 4.6: Resultados da esclerometria – Ponte sobre o Ribeirão das Canas.

ÁREA DO ENSAIO	ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO - IE
Face Externa da Longarina A	49,13
Face Interna da Longarina A	52,63
Face Externa da Longarina B	42,50
Face Interna da Longarina B	49,00
Cortina	37,57
Transversina entre Pilares	45,60
Pilar A	*
Pilar B	37,20
IE MÉDIO	44,80
DESVIO PADRÃO	5,97
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO	13,33%

* Área eliminada, conforme item 5 da NBR 7584/82.

Tabela 4.7: Resultados da esclerometria – Ponte sobre o Ribeirão Poço Grande.

ÁREA DO ENSAIO	ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO - IE
Face Externa da Longarina Externa – Nova	41,13
Face Interna da Longarina Externa – Nova	44,33
Face Externa da Longarina Velha	*
Face Interna da Longarina Velha	*
Transversina Velha – Face 1	*
Transversina Nova	46,14
Pilar Novo	*
Transversina Velha – Face 2	50,17
IE MÉDIO	45,44
DESVIO PADRÃO	3,77
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO	8,30%

* Área eliminada, conforme item 5 da NBR 7584/82.

Tabela 4.8: Resultados da esclerometria – Ponte sobre o Rio do Peixe.

ÁREA DO ENSAIO	ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO - IE
Cortina – Área Protegida	*
Face Externa da Longarina A	*
Face Interna da Longarina A	41,40
Face Interna da Longarina B	44,00
Face Externa da Longarina B	46,25
Pilar A	*
Pilar B	47,00
Cortina – Área não Protegida	*
IE MÉDIO	44,66
DESVIO PADRÃO	2,52
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO	5,64%

* Área eliminada, conforme item 5 da NBR 7584/82.

Tabela 4.9: Resultados da esclerometria – Ponte sobre o Rio Canoas.

ÁREA DO ENSAIO	ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO - IE
Pilar A (1)	49,88
Pilar A (2)	49,40
Pilar B (1)	51,44
Pilar B (2)	52,13
Face Externa da Longarina A	38,83
Face Interna da Longarina A	52,78
Face Externa da Longarina B	33,17
Face Interna da Longarina B	34,00
IE MÉDIO	45,20
DESVIO PADRÃO	8,41
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO	18,61%

Tabela 4.10: Resultados da esclerometria – Ponte sobre o Rio Miguel.

ÁREA DO ENSAIO	ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO - IE
Cortina – Área Protegida	51,71
Cortina – Área não Protegida	52,44
Pilar A	53,11
Pilar B	45,00
Face Externa da Longarina A	54,11
Face Interna da Longarina A	49,83
Face Interna da Longarina B	55,11
Face Externa da Longarina B	55,11
IE MÉDIO	52,05
DESVIO PADRÃO	3,36
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO	6,46%

* Área eliminada, conforme NBR 7584/82 (item 5).

Tabela 4.11: Resumo dos resultados da esclerometria.

PONTE	IE MÉDIO	DESVIO PADRÃO	COEF. DE VARIAÇÃO (%)
Ponte Rio Ratones II	55,00	1,96	3,56
Ponte Rio Papaquara	47,47	4,25	8,95
Ponte Rio Palha	49,80	2,66	5,34
Ponte Rio Ratones I	48,64	5,78	11,88
Ponte Canal DNOS	53,30	1,08	2,03
Ponte Ribeirão das Canas	44,80	5,97	13,33
Ponte Ribeirão Poço Grande	45,44	3,77	8,30
Ponte Rio do Peixe	44,66	2,52	5,64
Ponte Rio Canoas	45,20	8,41	18,61
Ponte Rio Miguel	52,05	3,36	6,46

Verifica-se que a menor média encontrada no conjunto das pontes pesquisadas foi de 44,66, na ponte sobre o Rio do Peixe, enquanto que o valor máximo foi encontrado na Ponte sobre o Rio Ratones II, com o valor de 55,00.

4.2. CARBONATAÇÃO

Os valores obtidos na verificação da profundidade de carbonatação nas pontes pesquisadas, demonstrados no ANEXO 10.2, estão resumidos na tabela 4.12 a seguir. Destaca-se que se optou em realizar tais verificações junto aos pontos de fixação de um dos pólos da semipilha CPV-4, utilizada para a execução do ensaio de potencial de corrosão, com o intuito de facilitar a obtenção dos resultados, uma vez que se pode utilizar tal orifício para verificação da profundidade.

Tabela 4.12: Resultados da verificação da profundidade de carbonatação.

PONTE: Ponte sobre o Rio Ratones II	
Local	Profundidade média (cm)
3.º vão da transversina junto aos apoios – Face interna e sudeste	1,5
Vão central da transversina junto aos apoios – Face interna e sudeste	1,7
3.º vão da cortina – 50 cm do solo - Face interna e sudeste	0,8
Longarina - Face interna e nordeste	1,4
PONTE: Ponte sobre o Rio Papaquara	
Local	Profundidade média (cm)
Longarina – Face externa e leste	0,7
Longarina – Face interna e oeste	1,1
Transversina / Cortina – Face interna e norte	1,3
PONTE: Ponte sobre o Rio Palha	
Local	Profundidade média (cm)
Transversina / Cortina – Face interna e sul	0,5
Longarina – Face interna e leste	0,6
Pilar – Face Norte	0,7
PONTE: Ponte sobre o Rio Ratones I	
Local	Profundidade média (cm)
Cortina – Face interna e sul	1,1
Transversina entre pilares – Face interna e sul	0,7
PONTE: Ponte sobre o Canal do DNOS	
Local	Profundidade média (cm)
3.º vão da transversina junto aos apoios – Face interna e sudeste	1,2
Vão central da transversina junto aos apoios – Face interna e sudeste	1,3
PONTE: Ponte sobre o Ribeirão das Canas	
Local	Profundidade média (cm)
Transversina entre pilares – Face interna e leste	1,3
Longarina – Face interna e sul	1,1
Transversina / Cortina – Face interna e oeste	0,7
PONTE: Ponte sobre o Ribeirão Poço Grande	
Local	Profundidade média (cm)
Longarina – Face externa e norte – Área nova	0,8
Longarina – Face interna e sul – Área nova	1,0
Longarina – Face externa e norte – Área antiga	1,2

PONTE: Ponte sobre o Rio do Peixe	
Local	Profundidade média (cm)
Cortina – Face interna e oeste	1,0
Longarina – Face interna e sul	1,6
Longarina – Face externa e norte	1,6
PONTE: Ponte sobre o Rio Canoas	
Local	Profundidade média (cm)
Pilar 1 – Face leste	1,3
Pilar 2 – Face nordeste	1,2
PONTE: Ponte sobre o Rio Miguel	
Local	Profundidade média (cm)
Longarina – Face interna e sul	0,6
Longarina – Face externa e norte	0,3
Aba da cortina – Face interna e oeste	0,3

Verifica-se que o maior valor encontrado para a profundidade de carbonatação foi de 1,70cm, encontrado na Ponte sobre o Rio Ratones II, localizada na Ilha de Florianópolis e com execução datada da 1.^a metade da década de 70; portanto, com praticamente 30 (trinta) anos. Apesar disto, tanto nesta, quanto em nenhuma outra ponte, encontrou-se valores de profundidade da frente de carbonatação iguais ou superiores aos cobrimentos especificados em projeto, que pudesse atingir as armaduras, despassivando-as e iniciando o processo de corrosão.

4.3. TEOR DE CLORETOS

Os resultados dos ensaios relativos à determinação da concentração de íons cloreto solúveis em água (cloretos totais) e íons cloretos solúveis em ácido (cloretos livres) foram apresentados conforme ANEXO 10.4 e estão resumidos nas tabelas 4.13.a a 4.23 a seguir. Para a obtenção dos valores demonstrados nas tabelas, efetuou-se a devida transformação, uma vez que os resultados apresentados no ANEXO 10.4 estão na forma mg/kg de concreto. Os locais onde foram coletadas as amostras (profundidades de 0 a 1cm e 1 a 2cm) são os mesmos onde foram realizadas as medidas de potenciais de corrosão.

Em função dos recursos financeiros disponíveis, optou-se por realizar a totalidade dos ensaios (12 ensaios, sendo 6 de cloretos totais e 6 de cloretos livres) apenas na ponte localizada na Ilha de Florianópolis (Ponte sobre o Rio Ratones I) e em outra localizada no Município de Luís Alves (Ponte sobre o Rio Miguel), resultando assim em duas regiões diferentes.

Para as 4 (quatro) demais pontes na região do Vale do Rio Itajaí, optou-se inicialmente pela realização de ensaios de teor de cloretos totais para a profundidade de 0-1cm, nos 3 (três) pontos coletados para cada ponte, enquanto que para as outras 4 (quatro) pontes localizadas na Ilha de Florianópolis, a opção foi realizar o ensaio de teor de cloretos totais em ambas as profundidades, 0-1cm e 1-2cm, nos 3 (três) pontos coletados.

A partir dos resultados destes ensaios, optou-se por realizar o ensaio de teor de cloretos livres em ambas as profundidades, nas 4 (quatro) pontes restantes na Ilha de Florianópolis, no entanto, escolhendo apenas 1 (um) dos 3 (três) pontos coletados. Além disto, decidiu-se realizar, nas Pontes sobre o Ribeirão das Canas e Rio do Peixe, o ensaio de teor de cloretos totais na profundidade 1-2cm, nos 3 (três) pontos coletados de cada uma das pontes, de forma a complementar o ensaiado inicialmente.

Portanto, considerando todas as etapas de ensaio, foram ensaiadas 20 (vinte) amostras de cloretos livres (solúveis em água) e 54 (cinquenta e quatro) de cloretos totais (solúveis em ácido), totalizando 74 (setenta e quatro) amostras pesquisadas. As figuras 4.1 e 4.3 demonstram a execução do ensaio.

Tal quantidade originou-se da necessidade de aprofundamento de alguns resultados, principalmente das pontes localizadas na Ilha de Florianópolis. À medida que os resultados eram obtidos, direcionava-se os demais ensaios para as pontes que apresentavam maior contaminação por íons cloreto. Devido a restrições orçamentárias não se aprofundou a obtenção de resultados em pontes que não apresentavam contaminação elevada.



Figura 4.1: Preparação das Amostras para o ensaio de Teor de Cloretos.



Figura 4.2: Realização do ensaio de Teor de Cloretos

Tabela 4.13.a: Cloretos Totais – Ponte sobre o Rio Ratones II.

Local	Cloretos Totais					
	% em relação ao cimento*		% em relação ao concreto		kg/m³ de concreto**	
	Profundidade (cm)		Profundidade (cm)		Profundidade (cm)	
	0-1	1-2	0-1	1-2	0-1	1-2
3.º vão da transversina junto aos apoios – Face interna e sudeste	0,4126	0,7897	0,0660	0,1263	1,5514	2,9692
Vão central da transversina junto aos apoios – Face interna e sudeste	0,3127	0,5488	0,0500	0,0878	1,1759	2,0636
3.º vão da cortina - Face interna/sudeste	0,7475	0,1523	0,1196	0,0244	2,8105	0,5725

* Considerando-se um consumo de cimento de 376kg/m³ de concreto, conforme verificado na reconstituição de traço na tabela 5.5.

** Considerando-se uma massa específica de 2.350kg/m³ para o concreto.

Tabela 4.13.b: Cloretos Livres – Ponte sobre o Rio Ratones II.

Local	Cloretos Livres	
	% em relação ao concreto	
	Profundidade (cm)	
	0-1	1-2
3.º vão da transversina junto aos apoios – Face interna e sudeste	0,0689	0,1119
Vão central da transversina junto aos apoios – Face interna e sudeste	0,0449	0,1067
3.º vão da cortina - Face interna/sudeste	0,0845	0,0215

Tabela 4.14.a: Cloretos Totais – Ponte sobre o Rio Papaquara.

Local	Cloretos Totais					
	% em relação ao cimento*		% em relação ao concreto		kg/m³ de concreto**	
	Profundidade (cm)		Profundidade (cm)		Profundidade (cm)	
	0-1	1-2	0-1	1-2	0-1	1-2
Longarina – Face externa e leste	0,1135	0,0078	0,0170	0,0012	0,3994	0,0274
Longarina – Face interna e oeste	0,1304	0,0088	0,0195	0,0013	0,4589	0,0309
Transv. / Cortina – Face interna e norte	0,1196	0,0000	0,0179	0,0000	0,4211	0,0000

* Considerando-se um consumo de cimento de 352kg/m³ de concreto, conforme verificado na reconstituição de traço na tabela 5.5.

** Considerando-se uma massa específica de 2.350kg/m³ para o concreto.

Tabela 4.14.b: Cloretos Livres – Ponte sobre o Rio Papaquara.

Local	Cloretos Livres	
	% em relação ao concreto	
	Profundidade (cm)	
	0-1	1-2
Transv. / Cortina – Face interna e norte	0,0095	0,0031

Tabela 4.15.a: Cloretos Totais – Ponte sobre o Rio Palha.

Local	Cloretos Totais					
	% em relação ao cimento*		% em relação ao concreto		kg/m³ de concreto**	
	Profundidade (cm)		Profundidade (cm)		Profundidade (cm)	
	0-1	1-2	0-1	1-2	0-1	1-2
Transv. / Cortina – Face interna e sul	0,0573	0,0234	0,0086	0,0035	0,2018	0,0823
Longarina – Face interna e leste	0,0284	0,0167	0,0043	0,0025	0,1001	0,0587
Pilar – Face Norte	0,1356	0,0266	0,0203	0,0040	0,4773	0,0936

* Considerando-se um consumo de cimento de 352kg/m³ de concreto, conforme verificado na reconstituição de traço na tabela 5.5.

** Considerando-se uma massa específica de 2.350kg/m³ para o concreto.

Tabela 4.15.b: Cloretos Livres – Ponte sobre o Rio Palha.

Local	Cloretos Livres	
	% em relação ao concreto	
	Profundidade (cm)	
	0-1	1-2
Pilar – Face Norte	0,0106	0,0038

Tabela 4.16.a: Cloretos Totais – Ponte sobre o Rio Ratones I.

Local	Cloretos Totais					
	% em relação ao cimento*		% em relação ao concreto		kg/m³ de concreto**	
	Profundidade (cm)		Profundidade (cm)		Profundidade (cm)	
	0-1	1-2	0-1	1-2	0-1	1-2
Cortina – Face interna e sul	0,0541	0,0014	0,0087	0,0002	0,2034	0,0052
Transv. entre pilares – Face interna/sul	0,4656	0,3306	0,0745	0,0529	1,7508	1,2432
Transv. entre pilares – Face interna/norte	0,0716	0,0303	0,0115	0,0048	0,2692	0,1138

* Considerando-se um consumo de cimento de 376kg/m³ de concreto, conforme verificado na reconstituição de traço na tabela 5.5.

** Considerando-se uma massa específica de 2.350kg/m³ para o concreto.

Tabela 4.16.b: Cloretos Livres – Ponte sobre o Rio Ratones I.

Local	Cloretos Livres	
	% em relação ao concreto	
	Profundidade (cm)	
	0-1	1-2
Transv. entre pilares – Face interna/sul	0,0334	0,0181

Tabela 4.17.a: Cloretos Totais – Ponte sobre o Canal do DNOS.

Local	Cloretos Totais					
	% em relação ao cimento*		% em relação ao concreto		kg/m³ de concreto**	
	Profundidade (cm)		Profundidade (cm)		Profundidade (cm)	
	0-1	1-2	0-1	1-2	0-1	1-2
3.º vão da transversina junto aos apoios – Face interna e sudeste	0,3155	0,8151	0,0505	0,1304	1,1864	3,0649
Vão central da transversina junto aos apoios – Face interna e sudeste	0,5863	0,4735	0,0938	0,0758	2,2044	1,7802
3.º vão da cortina - Face interna/ sudeste	0,7995	0,3065	0,1279	0,0490	3,0062	1,1526

* Considerando-se um consumo de cimento de 376kg/m³ de concreto, conforme verificado na reconstituição de traço na tabela 5.5.

** Considerando-se uma massa específica de 2.350kg/m³ para o concreto.

Tabela 4.17.b: Cloretos Livres – Ponte sobre o Canal do DNOS.

Local	Cloretos Livres	
	% em relação ao concreto	
	Profundidade (cm)	
	0-1	1-2
Vão central da transversina junto aos apoios – Face interna e sudeste	0,0599	0,0554

Tabela 4.18: Cloretos Totais – Ponte sobre o Ribeirão das Canas.

Local	Cloretos Totais					
	% em relação ao cimento*		% em relação ao concreto		kg/m³ de concreto**	
	Profundidade (cm)		Profundidade (cm)		Profundidade (cm)	
	0-1	1-2	0-1	1-2	0-1	1-2
Transv. entre pilares – Face interna/leste	0,0825	0,0032	0,0123	0,0005	0,2887	0,0114
Longarina – Face interna e sul	0,0373	0,0000	0,0056	0,0000	0,1304	0,0000
Transv. / Cortina – Face interna e oeste	0,0539	0,0089	0,0080	0,0013	0,1886	0,0313

* Considerando-se um consumo de cimento de 350kg/m³ de concreto.

** Considerando-se uma massa específica de 2.350kg/m³ para o concreto.

Tabela 4.19: Cloretos Totais – Ponte sobre o Ribeirão Poço Grande.

Local	Cloretos Totais					
	% em relação ao cimento*		% em relação ao concreto		kg/m³ de concreto**	
	Profundidade (cm)		Profundidade (cm)		Profundidade (cm)	
	0-1	1-2	0-1	1-2	0-1	1-2
Long. – Face externa/norte – Área nova	0,0180	-	0,0027	-	0,0631	-
Long. – Face interna/sul – Área nova	0,0070	-	0,0010	-	0,0244	-
Long. – Face externa/norte – Área antiga	0,0098	-	0,0015	-	0,0343	-

* Considerando-se um consumo de cimento de 350kg/m³ de concreto.

** Considerando-se uma massa específica de 2.350kg/m³ para o concreto.

Tabela 4.20: Cloretos Totais – Ponte sobre o Rio do Peixe.

Local	Cloretos Totais					
	% em relação ao cimento*		% em relação ao concreto		kg/m³ de concreto**	
	Profundidade (cm)		Profundidade (cm)		Profundidade (cm)	
	0-1	1-2	0-1	1-2	0-1	1-2
Cortina – Face interna e oeste	0,0223	0,0292	0,0033	0,0043	0,0779	0,1022
Longarina – Face interna e sul	0,0178	0,0344	0,0026	0,0051	0,0621	0,1205
Longarina – Face externa e norte	0,0188	0,0156	0,0028	0,0023	0,0656	0,0547

* Considerando-se um consumo de cimento de 350kg/m³ de concreto.

** Considerando-se uma massa específica de 2.350kg/m³ para o concreto.

Tabela 4.21: Cloretos Totais – Ponte sobre o Rio Canoas.

Local	Cloretos Totais					
	% em relação ao cimento*		% em relação ao concreto		kg/m³ de concreto**	
	Profundidade (cm)		Profundidade (cm)		Profundidade (cm)	
	0-1	1-2	0-1	1-2	0-1	1-2
Pilar 1 – Face leste / protegida	0,0331	-	0,0049	-	0,1159	-
Pilar 2 – Face nordeste	0,0380	-	0,0057	-	0,1331	-
Pilar 1 – Face oeste / não protegida	0,0134	-	0,0020	-	0,0468	-

* Considerando-se um consumo de cimento de 350kg/m³ de concreto.

** Considerando-se uma massa específica de 2.350kg/m³ para o concreto.

Tabela 4.22.a: Cloretos Totais – Ponte sobre o Rio Miguel.

Local	Cloretos Totais					
	% em relação ao cimento*		% em relação ao concreto		kg/m³ de concreto**	
	Profundidade (cm)		Profundidade (cm)		Profundidade (cm)	
	0-1	1-2	0-1	1-2	0-1	1-2
Longarina – Face interna e sul	0,0709	0,0544	0,0106	0,0081	0,2483	0,1904
Longarina – Face externa e norte	0,0944	0,0832	0,0141	0,0124	0,3303	0,2911
Aba da cortina – Face interna e oeste	0,0422	0,0312	0,0063	0,0046	0,1478	0,1090

* Considerando-se um consumo de cimento de 350kg/m³ de concreto.

** Considerando-se uma massa específica de 2.350kg/m³ para o concreto.

Tabela 4.22.b: Cloretos Livres – Ponte sobre o Rio Miguel.

Local	Cloretos Livres	
	% em relação ao concreto	
	Profundidade (cm)	
	0-1	1-2
Longarina – Face interna e sul	0,0077	0,0038
Longarina – Face externa e norte	0,0060	0,0035
Aba da cortina – Face interna e oeste	0,0043	0,0038

Tabela 4.23: Resumo do resultado de Teor de Cloretos Totais.

PONTE	CLORETOS TOTAIS – VALORES MÁXIMOS					
	% em relação ao cimento*		% em relação ao concreto		kg/m³ de concreto**	
	Profundidade (cm)		Profundidade (cm)		Profundidade (cm)	
	0-1	1-2	0-1	1-2	0-1	1-2
Ponte sobre o Rio Ratones II	0,7475	0,7897	0,1196	0,1263	2,8105	2,9692
Ponte sobre o Rio Papaquara	0,1304	0,0088	0,0195	0,0013	0,4589	0,0309
Ponte sobre o Rio Palha	0,1356	0,0266	0,0203	0,0040	0,4773	0,0936
Ponte sobre o Rio Ratones I	0,4656	0,3306	0,0745	0,0529	1,7508	1,2432
Ponte sobre o Canal do DNOS	0,7995	0,8151	0,1279	0,1304	3,0062	3,0649
Ponte sobre o Ribeirão das Canas	0,0825	0,0089	0,0123	0,0013	0,2887	0,0313
Ponte sobre o Ribeirão Poço Grande	0,0180	-	0,0027	-	0,0631	-
Ponte sobre o Rio do Peixe	0,0223	0,0344	0,0033	0,0051	0,0779	0,1205
Ponte sobre o Rio Canoas	0,0380	-	0,0057	-	0,1331	-
Ponte sobre o Rio Miguel	0,0944	0,0832	0,0141	0,0124	0,3303	0,2911

* Considerando-se um consumo de cimento de 350kg/m³ de concreto (estimado), ou conforme verificado na reconstituição de traço na tabela 5.5.

** Considerando-se uma massa específica de 2.350kg/m³ para o concreto.

4.4. POTENCIAL DE CORROSÃO

Os resultados das medidas de potencial de corrosão (curvas equipotenciais), podem ser observados nos ANEXOS 10.2 e 10.3. A tabela 4.24 a seguir demonstra os valores máximos negativos encontrados nas áreas estudadas:

Tabela 4.24: Valores máximos das leituras de potenciais de corrosão.

PONTE: Ponte sobre o Rio Ratones II	
Local	Leituras máximas (mV)
3.º vão da transversina junto aos apoios – Face interna e sudeste	159
Vão central da transversina junto aos apoios – Face interna e sudeste	257
PONTE: Ponte sobre o Rio Papaquara	
Local	Leituras máximas (mV)
Longarina – Face externa e leste	116
Longarina – Face interna e oeste	(sem valores negativos)
Transversina / Cortina – Face interna e norte	(sem valores negativos)
PONTE: Ponte sobre o Rio Palha	
Local	Leituras máximas (mV)
Transversina / Cortina – Face interna e sul	201
Longarina – Face interna e leste	107
Pilar – Face Norte	39
PONTE: Ponte sobre o Rio Ratones I	
Local	Leituras máximas (mV)
Cortina – Face interna e sul	105
Transversina entre pilares – Face interna e sul	92

PONTE: Ponte sobre o Canal do DNOS	
Local	Leituras máximas (mV)
3.º vão da transversina junto aos apoios – Face interna e sudeste	246
Vão central da transversina junto aos apoios – Face interna e sudeste	240
PONTE: Ponte sobre o Ribeirão das Canas	
Local	Leituras máximas (mV)
Transversina entre pilares – Face interna e leste	47
Longarina – Face interna e sul	191
Transversina / Cortina – Face interna e oeste	302
PONTE: Ponte sobre o Ribeirão Poço Grande	
Local	Leituras máximas (mV)
Longarina – Face externa e norte – Área nova	7
Longarina – Face interna e sul – Área nova	11
Longarina – Face externa e norte – Área antiga	159
PONTE: Ponte sobre o Rio do Peixe	
Local	Leituras máximas (mV)
Cortina – Face interna e oeste	257
Longarina – Face interna e sul	(sem valores negativos)
Longarina – Face externa e norte	6
PONTE: Ponte sobre o Rio Canoas	
Local	Leituras máximas (mV)
Pilar 1 – Face leste	(sem valores negativos)
Pilar 2 – Face nordeste	(sem valores negativos)
PONTE: Ponte sobre o Rio Miguel	
Local	Leituras máximas (mV)
Longarina – Face interna e sul	75
Longarina – Face externa e norte	35
Aba da cortina – Face interna e oeste	33

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

A análise dos resultados demonstrados nas tabelas constantes do item 4 deste trabalho; esclerometria, carbonatação, teor de cloretos e potencial de corrosão, fundamentam as constatações descritas a seguir.

Inicialmente, a tabela 5.1, a seguir, demonstra um resumo dos resultados encontrados em cada uma das pontes pesquisadas, comparando-as com os ensaios realizados:

Tabela 5.1: Resumo dos resultados.

LOCAL	PONTE	Fck (MPa)	Ano	IE Médio	Carb. Max. (cm)	CI Tot. Máx. 1-2cm (% rel. cim.)	CI Liv. Máx. 1-2cm (% rel. conc.)	Pot. Cor. Máx. (mV)
FPOIS	Ratones II	18/29MPa	75-80	55,00	1,7	0,7897	0,1119	257
	Papaquara	15MPa	75-80	47,47	1,3	0,0088	0,0031	116
	Palha	15MPa	75-80	49,80	0,7	0,0266	0,0038	201
	Ratones I	18MPa	75-80	48,64	1,1	0,3306	0,0181	105
	DNOS	18/29MPa	75-80	53,30	1,3	0,8151	0,0554	246
VALE ITAJAÍ	das Canas	15MPa	55-60	44,80	1,3	0,0089	-	302
	Poço Grande	15/20MPa	55-60	45,44	1,2	-	-	159
	Peixe	18MPa	85-90	44,66	1,6	0,0344	-	257
	Canoas	18MPa	85-90	45,20	1,3	-	-	-
	Miguel	15MPa	85-90	52,05	0,6	0,0832	0,0038	75

5.1. ESCLEROMETRIA

Os resultados da dureza superficial do concreto (esclerometria), constantes nas tabelas 4.1 a 4.11, ficaram prejudicados pela ausência de extração de corpos de prova, uma vez que poderiam ser comparados à resistência dos testemunhos extraídos das pontes. No entanto, os resultados obtidos serviram para uma análise qualitativa da homogeneidade do concreto, bem como sua própria resistência à compressão e influências de outros fatores.

Inicialmente destacam-se alguns fatores que influenciariam a obtenção das leituras, mas que podem ser considerados constantes em praticamente todas as pontes pesquisadas:

- Todas as superfícies onde foram realizados os ensaios estavam secas, sem a presença de umidade;

- Conforme verificado na tabela 4.12 (Resultados da verificação da profundidade de carbonatação), todas as superfícies estavam carbonatadas. A espessura da camada carbonatada variava de 0,30 a 1,70cm, logo pode haver uma superestimação de até 50% da resistência à compressão, quando comparados com concretos não carbonatados;

- Pela localização das pontes, época em que foram executadas, e conforme visualização *in loco*, o agregado utilizado no concreto foi a brita comercial, a exceção da Ponte sobre o Ribeirão das Canas e sobre o Ribeirão Poço Grande, executadas na década de 50, com seixo rolado.

Analisando individualmente cada ponte pesquisada, verifica-se que, à exceção da Ponte sobre o Rio Canoas, onde se encontrou uma variedade nas leituras numa mesma peça estrutural, as demais apresentaram uma certa homogeneidade no concreto.

Verificou-se que nas pontes que possuem elementos estruturais com resistências à compressão diferentes, como é o caso das Pontes sobre o Rio Ratonos II, Canal do DNOS (parte em concreto protendido) e Ponte sobre o Ribeirão Poço Grande (trecho alargado, mais recente), a variação do índice esclerométrico foi proporcional às resistências e à idade do concreto.

Além disto, comparando-se as pontes sobre o Rio Ratonos II e Canal do DNOS, com resistência na parte em concreto armado de 18MPa e as pontes sobre o Rio Palha e Rio Papaquara, com f_{ck} de 15MPa, verificou-se a pertinência dos valores de dureza superficial, relacionada à resistência à compressão. As pontes com f_{ck} maior apresentaram Índice Esclerométrico médio maior.

5.2. CARBONATAÇÃO

Analisando os resultados da tabela 4.12, verificou-se que em nenhum ponto pesquisado a espessura de carbonatação superou os cobrimentos especificados nos respectivos projetos para as vigas (2,0cm). No caso das lajes, a carbonatação pode ter atingido as armaduras, visto que o cobrimento, para estes elementos, era de 1,0cm. A profundidade de carbonatação variou de 0,30cm até 1,70cm, dependendo da ponte e do local onde foi feita a medição.

Pode-se elencar os seguintes motivos para frente de carbonatação não ter atingido as armaduras existentes nas pontes pesquisadas:

- Pequena presença de CO₂ no ambiente em que as pontes estão inseridas, mesmo nas pontes localizadas em Florianópolis. Apenas a Ponte sobre o Rio Miguel (Município de Luís Alves) está localizada dentro de uma área urbana, área esta extremamente pequena (cerca de 2.000 habitantes). As demais pontes localizam-se em ambiente rural, inclusive sem a presença de chuva ácida. Conforme (FIGUEIREDO, 1993), o CO₂ pode variar em função do meio ambiente, sendo que em Meio rural pode-se ter cerca de 0,03% em volume, porcentagem esta muito pequena se comparada a grandes cidades (0,30 a 1,00% em volume);

- A emissão de CO₂ pelos veículos que trafegam sobre as pontes não afeta a estrutura, que se encontra sob a pista de tráfego. No caso de viadutos esta emissão de CO₂ deveria ser considerada, o que não é o caso;

- Como a umidade relativa do ar nas áreas estudadas está em torno de 80% e os maiores graus de carbonatação ocorrem quando a umidade está entre 50 e 65%, o processo de carbonatação não é tão intenso, podendo-se obter uma redução de 20% da intensidade. Ressalta-se que, em ambientes com umidade relativa do ar inferior a 20% ou superior a 95%, praticamente não ocorre o fenômeno da carbonatação (FIGUEIREDO, 1993).

5.3. TEOR DE CLORETOS

Verificando-se as tabelas 4.13.a a 4.23, constatou-se que:

- Em relação ao ensaio de Teor de Cloretos Livres (Meio Aquoso), percebeu-se que em apenas 3 (três) pontos, dos 20 (vinte) realizados, chegou-se a valores superiores ao ensaio de Cloretos Totais (Meio Ácido), representando 15% dos pontos pesquisados.

- Quanto à concentração de Cloretos Livres, a totalidade dos 10 (dez) pontos pesquisados apresentou concentração maior na profundidade 0-1cm.

- Em relação à concentração de Cloretos Totais, as pontes que apresentaram os maiores valores foram a Ponte sobre o Rio Ratones II, Ponte sobre o canal do DNOS e a Ponte sobre o Rio Ratones I, todas localizadas na Ilha de Florianópolis. A seguir estão as outras 2 (duas) pontes localizadas em Florianópolis, ponte sobre o Rio Papaquara e Rio Palha. Por fim, com os menores valores, considerando a profundidade de 0-1cm, estão as 5 (cinco) pontes localizadas no Vale do Rio Itajaí.

- Há uma grande variação na concentração de íons cloreto em função da proximidade do mar, já que a diferença na presença de cloretos nas amostras variou em aproximadamente 10 (dez) vezes, comparando-se as pontes localizadas na Ilha de Florianópolis (próximas do mar), com as pontes localizadas no Vale do Itajaí, cuja ponte mais próxima do mar dista cerca de 30km (Ponte sobre o Ribeirão das Canas).

- Quanto à concentração de teor de cloretos nas profundidades pesquisadas (0-1cm e 1-2cm), constatou-se que: no caso das pontes localizadas na Ilha de Florianópolis, dos 15 (quinze) pontos onde foi verificada a concentração em ambas as profundidades, em 4 (quatro) casos, houve uma concentração maior na profundidade 1-2cm, representando cerca de 27% dos pontos pesquisados. Para as pontes localizadas no Vale do Itajaí, dos 9 (nove) pontos pesquisados em ambas as profundidades, 2 (dois) tiveram uma concentração maior na profundidade 1-2cm, equivalente a 22%.

- O aumento da concentração de íons cloreto nas amostras coletadas na profundidade 1-2cm, quando comparada à profundidade 0-1cm, em cerca de 25% dos pontos em que foram analisadas amostras em ambas as profundidades, deve-se, principalmente, a teores muito baixos de cloretos em função da lavagem das chuvas, nas áreas estudadas desprotegidas das intempéries. No caso de áreas protegidas, esta diferença pode ter ocorrido em função da presença de agregados graúdos em alguns pontos onde eram coletadas as amostras. Descarta-se a contaminação de cloretos em função da utilização de aceleradores de pega, que contêm cloretos em sua composição, uma vez que, conforme informação obtida junto ao DER/SC, para o porte das obras estudadas, não se utilizava este aditivo. No caso das pontes localizadas em Florianópolis, alia-se ao fato de serem construídas no início da década de 70, onde tais aditivos não eram difundidos. Ressalta-se que, para verificação mais precisa da utilização ou não de aceleradores de pega seria necessária a coleta de amostras em uma parte mais interna de estrutura, cerca de 10cm de profundidade, onde não haveria contaminação de cloretos vinda do meio ambiente. Desta forma, a presença de cloretos dever-se-ia à utilização de aditivo ou ainda água contaminada.

Conforme parte da tabela 2.10, os limites para teor total de cloretos são:

País	Norma	Limite Máximo de Cl para Concreto Armado: (%)	Limite referido
Espanha	EH-88	$\leq 0,40$	Cimento
Estados Unidos	ACI 222	$\leq 0,20$	Cimento
Europa	CEB-FIP	$\leq 0,40$	Concreto
Japão	JSCE SP-2	$\leq 0,60 \text{ kg/m}^3$	Concreto

Comparando-se os valores obtidos nas pontes próximas ao mar e nas pontes do Vale do Itajaí, com os valores normatizados, constata-se que:

- Em todas as áreas estudadas nas pontes localizadas no Vale do Itajaí não se verificou a extrapolação dos limites descritos acima, constatando-se, inclusive, valores bem inferiores. Em relação à Norma japonesa, verificou-se apenas, nas Pontes sobre o Ribeirão das Canas e Rio Miguel, que os resultados atingiram menos da metade do limite, na profundidade de 0-1cm. Utilizando uma média entre as Normas espanhola e americana (0,30%), observou-se que, nestas pontes, os resultados chegaram a 1/3 do limite, também para a profundidade de 0-1cm.
- Já nas pontes localizadas na Ilha de Florianópolis, as pontes sobre o Rio Ratonos II, Canal do DNOS e Rio Ratonos I apresentaram, quando comparadas às Normas japonesa, espanhola e americana, valores máximos superiores aos limites preconizados. Apenas em relação à Norma européia (CEB-FIP), os valores encontrados ficaram abaixo do limite.

Conforme parte da tabela 4.23, o resultado de Teor de Cloretos Totais para essas 3 (três) pontes é o seguinte:

Ponte	Cloretos Totais – Valores Máximos					
	% em relação ao cimento*		% em relação ao concreto		kg/m³ de concreto**	
	Profundidade (cm)		Profundidade (cm)		Profundidade (cm)	
	0-1	1-2	0-1	1-2	0-1	1-2
Ponte sobre o Rio Ratonos II	0,7475	0,7897	0,1196	0,1263	2,8105	2,9692
Ponte sobre o Rio Ratonos I	0,4656	0,3306	0,0745	0,0529	1,7508	1,2432
Ponte sobre o Canal do DNOS	0,7995	0,8151	0,1279	0,1304	3,0062	3,0649

* Considerando-se um consumo de cimento de 376kg/m³ de concreto, conforme verificado na reconstituição de traço na tabela 5.5.

** Considerando-se uma massa específica de 2.350kg/m³ para o concreto.

- As pontes sobre o Rio Papaquara e Rio Palha, apesar de estarem localizadas na Ilha de Florianópolis, não apresentaram concentrações elevadas, ficando um pouco acima das pontes localizadas no Vale do Itajaí. Ressalta-se que tais pontes não apresentaram valores elevados de potencial de corrosão, quando comparadas às demais pontes pesquisadas.

- Segundo CASTRO (2000), o risco de carbonatação não deve ser levado em consideração quando é grande a influência marinha, ou seja, nas estruturas, o risco de deterioração do concreto devido aos cloretos diminui e devido à carbonatação aumenta com o aumento da distância do mar.

- Analisando-se os projetos estruturais das 5 (cinco) pontes localizadas em Florianópolis, verifica-se que foram elaboradas pelo mesmo escritório de Engenharia. As pontes sobre o Rio Ratonos I e II e Canal do DNOS possuem projeto com data de julho/agosto de 1973, enquanto que as pontes sobre os Rios Palha e Papaquara apresentam data de julho/agosto de 1972.

- As tabelas 5.2 a 5.4 a seguir demonstram os resultados encontrados, das pontes que apresentaram as maiores concentrações comparadas aos limites normatizados, utilizando, para tanto, a profundidade de 1-2cm, na interface com a posição das armaduras:

Tabela 5.2: Ponte sobre o Rio Ratonos II – comparação com normas.

Local	Cloretos Totais					
	% em relação ao cimento		% em relação ao concreto		kg/m³ de concreto	
	EH-88 / ACI 222*		CEB / FIP		JSCE SP-2	
	Limite	Prof. 1-2cm	Limite	Prof. 1-2cm	Limite	Prof. 1-2cm
3.º vão da transversina junto aos apoios – Face interna e sudeste	0,30	0,79	0,40	0,13	0,60	2,97
Vão central da transversina junto aos apoios – Face interna e sudeste	0,30	0,55	0,40	0,09	0,60	2,06
3.º vão da cortina - Face interna/sudeste	0,30	0,15	0,40	0,02	0,60	0,57

* Valor médio entre as duas normas.

Tabela 5.3: Ponte sobre o Rio Ratonos I – comparação com normas.

Local	Cloretos Totais					
	% em relação ao cimento		% em relação ao concreto		kg/m³ de concreto	
	EH-88 / ACI 222*		CEB / FIP		JSCE SP-2	
	Limite	Prof. 1-2cm	Limite	Prof. 1-2cm	Limite	Prof. 1-2cm
Cortina – Face interna e sul	0,30	0,00	0,40	0,00	0,60	0,01
Transv. entre pilares – Face interna/sul	0,30	0,33	0,40	0,05	0,60	1,24
Transv. entre pilares – Face interna/norte	0,30	0,03	0,40	0,00	0,60	0,11

* Valor médio entre as duas normas.

Tabela 5.4: Ponte sobre o Canal do DNOS – comparação com normas.

Local	Cloretos Totais					
	% em relação ao cimento		% em relação ao concreto		kg/m³ de concreto	
	EH-88 / ACI 222*		CEB / FIP		JSCE SP-2	
	Limite	Prof. 1-2cm	Limite	Prof. 1-2cm	Limite	Prof. 1-2cm
3.º vão da transversina junto aos apoios – Face interna e sudeste	0,30	0,82	0,40	0,13	0,60	3,06
Vão central da transversina junto aos apoios – Face interna e sudeste	0,30	0,47	0,40	0,08	0,60	1,78
3.º vão da cortina - Face interna/sudeste	0,30	0,31	0,40	0,05	0,60	1,15

* Valor médio entre as duas normas.

- Analisando-se as tabelas 5.2 a 5.4, verifica-se que a Ponte sobre o Rio Ratonos II apresentou, nos pontos localizados na transversina, valores superiores aos limites das Normas (EH-88, ACI 222 e JSCE SP-2), na profundidade de 1-2cm, evidenciando o ataque das armaduras por íons cloretos. A ponte sobre o Rio Ratonos I também apresentou valores elevados quando comparados às Normas EH-88, ACI 222 e JSCE SP-2, apenas na transversina entre os pilares, na face voltada para o lado sul. Já a ponte sobre o Canal do DNOS apresentou, nos três pontos analisados, valores superiores aos limites das Normas (EH-88, ACI 222 e JSCE SP-2). Em relação à Norma CEB-FIB, o valor limite de 0,40% de cloretos na massa de concreto não foi superado em nenhuma das 3 (três) pontes atacadas.

- Em relação à posição geográfica dos pontos pesquisados, verificou-se que não houve influência da face voltada para os ventos predominantes na região de Florianópolis. Exceção ocorreu na ponte sobre o Rio Palha, onde a face voltada para o Norte (direção dos ventos predominantes e que “carregam” a brisa marinha), apresentou os maiores valores. Esta pequena influência deveu-se à própria posição das pontes, relativamente protegidas de ventos frontais. Como as pontes localizadas na Ilha de Florianópolis, não estavam à Beira Mar, a influência da posição geográfica não pôde ser percebida. No caso das pontes localizadas no Vale do Itajaí, em função dos resultados dos ensaios de teores de cloretos apresentarem valores reduzidos, a análise ficou prejudicada.

- Comparando-se os resultados dos ensaios de cloretos totais e livres nos mesmos pontos, obteve-se a seguinte tabela:

Tabela 5.5: Comparação entre teor de cloretos totais e livres*.

Ponte	Profundidade 0-1cm			Profundidade 1-2cm		
	Cloretos Totais	Cloretos Livres	Dif. (%)	Cloretos Totais	Cloretos Livres	Dif. (%)
Ponte sobre o Rio Ratonos II	0,0660	0,0689	-4,42	0,1263	0,1119	11,42
Ponte sobre o Rio Ratonos II	0,0500	0,0449	10,30	0,0878	0,1067	-21,50
Ponte sobre o Rio Ratonos II	0,1196	0,0845	29,36	0,0244	0,0215	11,91
Ponte sobre o Rio Papaquara	0,0179	0,0095	47,21	0,0000	0,0031	-
Ponte sobre o Rio Palha	0,0203	0,0106	47,83	0,0040	0,0038	5,35
Ponte sobre o Rio Ratonos I	0,0745	0,0334	55,22	0,0529	0,0181	65,85
Ponte sobre o Canal do DNOS	0,0938	0,0599	36,14	0,0758	0,0554	26,83
Ponte sobre o Rio Miguel	0,0106	0,0077	26,83	0,0081	0,0038	53,09
Ponte sobre o Rio Miguel	0,0141	0,0060	57,30	0,0124	0,0035	71,89
Ponte sobre o Rio Miguel	0,0063	0,0043	31,71	0,0046	0,0038	17,20

* % em relação ao concreto.

- Excluindo-se os três pontos onde, conforme os ensaios efetuados, o teor de cloretos livres foi superior ao de cloretos totais, talvez por problemas na execução do ensaio, a relação, para os demais pontos, ficou entre 5,35% até 71,89% (diferença entre cloretos totais e cloretos livres), com uma média em torno de 35%, valor este bem inferior ao citado por LU (2002), média em torno de 180% a mais de cloretos totais. Logo, nas pontes pesquisadas existem poucos cloretos combinados (cloroaluminatos). Conforme KULAKOWSKI (1995), dependendo das condições de exposição e agressões de outros íons, os cloretos combinados podem se tornar livres, aumentando o risco de corrosão, uma vez que apenas os cloretos livres são perigosos e agressivos às armaduras. Este valor relativamente elevado de cloretos livres pode ser devido a sua fixação na pasta endurecida do concreto.

5.3.1 Reconstituição de Traços

Buscando elucidar o motivo da diferença encontrada nos resultados dos ensaios de teor de cloretos entre as pontes localizadas em Florianópolis, uma vez que estavam inseridas no mesmo ambiente e com datas de construção próximas, optou-se por realizar o ensaio de reconstituição de traço, realizado no Laboratório de Materiais do Departamento de Engenharia Civil da UFSC, com o intuito de verificar se há diferença entre os concretos utilizados nas pontes. Para tanto, coletou-se amostras das pontes sobre o Rio Ratonos I ($f_{ck}=18\text{MPa}$, nas partes em concreto armado, com teores de cloretos elevados) e sobre o Rio Papaquara ($f_{ck}=15\text{MPa}$, com teores de cloretos reduzidos).

O resultado do ensaio de Reconstituição de Traço de Concreto está demonstrado na tabela 5.6 a seguir:

Tabela 5.6: Ensaio de Reconstituição de Traço de Concreto.

PONTE SOBRE O RIO RATONES II – fck = 18MPa	
Aglomerante	1
Agregados	4,7
Água/cimento (a/c)	0,78
PONTE SOBRE O RIO PAPAQUARA – fck = 15MPa	
Aglomerante	1
Agregados	5,1
Água/cimento (a/c)	0,60

Inicialmente, destaca-se que as relações a/c demonstradas nos ensaios podem não representar efetivamente a quantidade de água utilizada no concreto, uma vez que pode haver vazios no concreto que foram considerados como sendo preenchidos com água. Desta forma, conforme PRUDÊNCIO (1994), pode-se utilizar uma umidade de 9,5% para a mistura, obtendo-se, portanto, os seguintes valores para a relação a/c:

- 0,54 para fck = 18MPa;
- 0,58 para fck = 15MPa.

Com esses valores de a/c, obtém-se um consumo de cimento de 376kg/m³ para a Ponte sobre o Rio Ratones II e de 352kg/m³ para a Ponte sobre o Rio Papaquara. Tais valores foram extrapolados para as pontes similares, sendo utilizados nas tabelas de teores de cloreto já demonstradas.

No entanto, analisando-se a tabela 5.5, constata-se que, apesar de ambos os traços possuírem relação aglomerante/aglomerados relativamente próximas, o traço utilizado na Ponte sobre o Rio Ratones II, possui uma porosidade bem maior que a utilizada na ponte sobre o Rio Papaquara.

Segundo HELENE (1993), normalmente, concretos com reduzida relação água/cimento possuem capilares com menor diâmetro e com menor intercomunicação, portanto absorvendo uma menor quantidade de água, além de uma menor profundidade de penetração da água, reduzindo a penetração de cloretos. Logo, um concreto mais poroso tende a facilitar a penetração de cloretos, quando comparados a outros concretos.

Demonstra-se a seguir, parte da Tabela 2.11 (HELENE, 1993), onde se percebe a forte influência da relação a/c no coeficiente de permeabilidade:

a/c (kg/kg)	Idade (dias)	Fck (MPa)	Coeficiente de permeabilidade – k (10^{-12} cm/s)	x*(mm)
0,60	1	4	500.000.000	2.072
	7	16	500.000	548
	28	25	500	280
0,70	1	2	5.600.000.000	6.926
	7	12	56.000.000	1.834
	28	20	5.600	936

Comparando-se a relação a/c demonstrada, de 0,60 e 0,70, constata-se um aumento da ordem de 10 (dez) vezes no coeficiente de permeabilidade. Conforme MANGAT e MOLLOY, apud HELENE, 1993, a relação a/c é o fator dominante na proteção da armadura, enquanto que o consumo de cimento por m³, variando de 330 a 530kg/m³, possui uma influência bem menor. A relação a/c é fortemente determinante na difusão de cloretos (NICKERSON, apud HELENE, 1993).

Portanto, esta diferença na contaminação por íons cloretos, entre pontes localizadas em ambiente comum e construídas na mesma época, deve-se à diferença na porosidade do concreto.

Sempre, sob a ótica da durabilidade de estruturas de concreto, a relação a/c é muito mais importante que a quantidade de cimento por m³ do concreto. Não importa utilizar-se de um concreto com uma quantidade elevada de cimento, se para haver trabalhabilidade utiliza-se mais água também. Nestes casos, o uso de aditivos é imprescindível.

5.3.2 Estimativa de Vida Útil de Projeto

Como se verificou que os valores encontrados *in loco*, para as pontes localizadas em ambiente marinho, superaram os limites de norma, optou-se por estimar a vida útil de projeto das pontes de Florianópolis, com base na 2.^a Lei de Fick (difusão), uma vez que, segundo HELENE (1993), normalmente este é o mecanismo preponderante na penetração de cloretos (difusão de cloretos).

Utilizar-se-á as fórmulas 2.2 e 2.3 já descritas para a obtenção de $\text{erf}(z)$, e, conseqüentemente z e D_{erfCl} para o concreto em análise. Por fim, buscar-se-á estimar a vida útil de projeto da referida estrutura, admitindo-se C_o igual a 0,02% (HELENE, 1993). Para o teor de cloretos na superfície, utilizar-se-á o valor de 1,5%, conforme

estudos verificados no Rio Grande do Sul (DAL MOLIN). O local a ser analisado, em cada estrutura, é o ponto mais crítico, tanto para a profundidade 0-1cm, quanto para a profundidade 1-2cm, desde que haja uma maior contaminação na profundidade 0-1cm.

Ponte sobre o Canal do DNOS (Ponto localizado no 3.º vão da cortina – Face interna e sudeste):

Utilizando-se a profundidade 0-1cm para estimativa do coeficiente de difusão, tem-se o que segue:

$$\begin{aligned}\text{erf}(z) &= (C_s - C_{\text{ecl}}) / (C_s - C_o) \\ \text{erf}(z) &= (1,5000 - 0,7995) / (1,5000 - 0,02) \\ \text{erf}(z) &= 0,4733 \Rightarrow z = 0,45 \text{ (Função erro de Gauss)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}D_{\text{efCl}} &= e_{\text{cl}}^2 / 4 \cdot z^2 \cdot t \\ D_{\text{efCl}} &= 0,01^2 / 4 \cdot 0,45^2 \cdot 27 \cdot (31.536.000\text{s}) \\ D_{\text{efCl}} &= 1,450 \cdot 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}\end{aligned}$$

Cálculo do “z” para a profundidade 1-2cm:

$$\begin{aligned}\text{erf}(z) &= (C_s - C_{\text{ecl}}) / (C_s - C_o) \\ \text{erf}(z) &= (1,5000 - 0,4735) / (1,5000 - 0,02) \\ \text{erf}(z) &= 0,6936 \Rightarrow z = 0,73 \text{ (Função erro de Gauss)}\end{aligned}$$

Cálculo da estimativa de vida útil:

$$\begin{aligned}t &= e_{\text{cl}}^2 / 4 \cdot z^2 \cdot D_{\text{efCl}} \\ t &= 0,02^2 / 4 \cdot 0,73^2 \cdot 1,450 \cdot 10^{-13} \\ t &= 41,0 \text{ anos}\end{aligned}$$

Com base na mesma sistemática, pode-se estimar a vida útil das demais pontes localizadas em Florianópolis:

- Ponte sobre o Rio Ratoles I: 69,1 anos;
- Ponte sobre o Rio Ratoles II: 53,1 anos;
- Ponte sobre o Rio Palha: 42,2 anos;
- Ponte sobre o Rio Papaquara: 42,2 anos.

Destaca-se que esses valores podem variar significativamente, dependendo dos valores de contaminação obtidos nos ensaios que são utilizados nas formulações matemáticas aqui apresentadas. Nos casos em análise, quanto maior a diferença de contaminação entre a profundidade 0-1cm e 1-2cm, menor será a vida útil da estrutura

Por outro lado, nas Pontes localizadas no Vale do Rio Itajaí, como não houve ataque por cloretos, optou-se por estimar suas vidas úteis através da profundidade de carbonatação. Para tanto se utilizou a equação 2.1.

Para estimativa da vida útil de projeto das pontes, utilizou-se a média da profundidade de carbonatação verificada nos pontos pesquisados (tabela 4.12). No caso da ponte sobre o Rio Miguel, tem-se o que segue:

$$e_{CO2} = k_{CO2} \cdot (t)^{1/2} \Rightarrow k_{CO2} = e_{CO2} / (t)^{1/2}$$
$$k_{CO2} = 5 / 17^{1/2}$$
$$k_{CO2} = 1,21 \text{ mm/ano}^{1/2}$$

Para estimativa de vida útil, faz-se o caminho inverso, considerando um cobrimento de 2,5cm:

$$t = (e_{CO2} / k_{CO2})^2$$
$$t = (25 / 1,21)^2$$
$$t = 425,0 \text{ anos}$$

Com base nessa mesma sistemática, pode-se estimar a vida útil de projeto das demais pontes localizadas no Vale do Rio Itajaí, considerando seus respectivos cobrimentos:

- Ponte sobre o Ribeirão das Canas (parte antiga): 161,0 anos;
- Ponte sobre o Ribeirão Poço Grande (parte antiga): 119,4 anos;
- Ponte sobre o Rio do Peixe: 34,7 anos;
- Ponte sobre o Rio Canoas: 43,5 anos.

Constata-se que, à exceção das Pontes sobre o Rio Miguel, Ribeirão das Canas e Poço Grande, que apresentaram estimativas de vida útil acima de 100 (cem) anos, as demais pontes, tanto localizadas em Florianópolis, quanto localizadas no Vale do Rio Itajaí, apresentaram valores relativamente similares, levando-se em conta a elevada variabilidade dos valores presentes nas equações utilizadas.

O importante, nessas estimativas, é a verificação através de qual processo (cloretos, carbonatação, ou ainda ambos), iniciar-se-á a corrosão da estrutura (origem da corrosão).

5.4. POTENCIAL DE CORROSÃO

Com base na tabela 4.24, combinada com os ANEXOS 10.2 e 10.3, pode-se analisar os resultados obtidos nas leituras de potencial de corrosão com o uso da semipilha CPV-4.

Inicialmente, destacam-se os seguintes pontos:

- Das 26 (vinte e seis) leituras realizadas, 10 (dez) apresentaram valores máximos positivos (em módulo), no entanto, tais valores foram descartados uma vez os valores positivos indicam que a interface concreto/aço não foi afetada (MONGE, 2000).
- As áreas ensaiadas estavam superficialmente secas, não havendo, portanto, variação das leituras em função da umidade da estrutura, uma vez que quanto mais seca superficialmente a estrutura, mais otimistas serão os valores encontrados;
- Conforme já citado anteriormente, a variação de temperatura ficou em torno de 5°C (20°C para as pontes localizadas na Ilha de Florianópolis e 25°C para as localizadas no Vale do Rio Itajaí). Esta variação pode alterar o resultado em cerca de 12,5%, considerando uma variação de 2,5% para cada °C (MONGE, 2000). Desta forma as pontes do Vale do Itajaí podem possuir um acréscimo de 12,5% para as leituras obtidas;
- Segundo CASCUDO (1997), camadas carbonatadas podem reduzir em até 100 mV as leituras obtidas. Verificou-se na tabela 4.12, que todas as pontes estudadas possuem uma camada de concreto já carbonatada, alterando, desta maneira, todas as leituras obtidas, mas de uma maneira uniforme.
- No caso de cloretos, a situação é inversa a da carbonatação. Quando há penetração de cloretos, pode-se encontrar uma distorção no potencial em função da diferença de concentração de cloretos. Desta forma, como a solução de maior concentração está mais próxima da superfície, a tendência é encontrar potenciais mais negativos do que seus valores reais, podendo chegar a uma distorção da ordem de 100 mV (CASCUDO, 1997), logo as pontes localizadas em ambiente marinho, contaminadas por cloretos, podem apresentar esta distorção.

Em geral, verificou-se apenas pequenas áreas com potencial de corrosão com valores mais negativos que -200 mV , em algumas pontes, conforme ANEXO 10.3. A única exceção verificada foi uma área localizada na transversina/cortina da Ponte sobre o Ribeirão das Canas, onde toda a região estudada apresentou valores mais negativos que -200 mV . Nesta, verificou-se um ponto que apresentou valores mais negativos que -300 mV . Nas demais pontes, 4 (quatro) apresentaram valores entre -200 mV e -300 mV e, as outras 5 (cinco), valores menos negativos que -200 mV .

O motivo de parte da Ponte sobre o Ribeirão das Canas apresentar os maiores valores, provavelmente foi em função de estar localizada justamente na interface entre o aterro de acesso à ponte e a estrutura, local este suscetível à infiltração de águas das chuvas, logo a mesma, quando da realização dos ensaios, poderia estar úmida, majorando os valores encontrados.

Conforme já demonstrado, a frente de carbonatação não atingiu as armaduras nas áreas estudadas. As tabelas 4.13.a a 4.23 (Teor de Cloretos) indicam que os íons cloretos superaram o teor crítico apenas em 3 (três) pontes localizadas na Ilha de Florianópolis, sendo que as demais pontes não foram afetadas por estes íons.

A tabela 2.12 (ASTM C 876-91), válida para estruturas atacadas por cloretos, demonstra que valores situados entre 200 e 350 mV indicam uma atividade incerta da corrosão, no dia do teste. Informa também que valores superiores a 350 mV indicam probabilidade acima de 90% de haver corrosão na região analisada, o que foi encontrado apenas em uma ponte, ainda assim, utilizando-se as correções necessárias.

Analisando-se individualmente os resultados de cada uma das pontes, observou-se o que segue:

- Ponte sobre o Rio Ratonos II: Homogeneidade dos potenciais de corrosão nas 2 (duas) áreas estudadas. Verificação de pontos com potencial mais negativo que -200 mV . Destaca-se que foi uma das pontes atacadas por cloretos, o que poderia mascarar os resultados, em função da majoração dos resultados.
- Ponte sobre o Rio Papaquara: Homogeneidade dos potenciais de corrosão nas áreas estudadas. Verificação de potenciais positivos e negativos inferiores, em módulo, a 200 mV . Na cortina/transversina, constatou-se regiões recuperadas, mas que não apresentaram diferenças em relação aos demais pontos medidos.

- Ponte sobre o Rio Palha: Apenas um ponto com valor mais negativo que -200mV, localizado na transversina. Demais áreas, potenciais positivos ou negativos, mas de pequeno valor. No caso do pilar, verificou-se pouca variação das medidas, em função do aumento do cobrimento nesta parte da estrutura, tornando os valores do potencial na superfície do concreto similares, independentemente da barra estar corroída ou não (CASCUDO, 1997). Logo, quanto maior o cobrimento, mais difícil é a identificação de áreas com corrosão.

- Ponte sobre o Rio Ratoles I: Homogeneidade dos resultados, apresentando valores positivos ou negativos de pequeno valor. Apresentou em uma região, valores elevados de íons cloretos, considerando um acréscimo de até 100mV nas leituras.

- Ponte sobre o Canal do DNOS: Presença de pontos já corroídos (descartados para leitura dos potenciais). Pequenas áreas com potencial mais negativo que -200mV em ambas as áreas pesquisadas. Também apresentou ataque de cloretos (majoração de 100mV nas leituras).

- Ponte sobre o Ribeirão das Canas: Conforme já citado, a área localizada na transversina/cortina apresentou os maiores valores de potencial de corrosão em toda a pesquisa (valores mais negativos que -300mV). No entanto, considerando o acréscimo nas leituras de 12,5% em função do aumento de temperatura, quando comparada às pontes localizadas na Ilha de Florianópolis, obtém-se uma leitura da ordem de -260mV. A área localizada na longarina apresentou potenciais menos negativos que -200mV, enquanto que a região junto à transversina apresentou os menores valores de potenciais, em módulo, inclusive com valores positivos.

- Ponte sobre o Ribeirão Poço Grande: Esta ponte possui uma estrutura antiga (construída no final de década de 50) e outra área mais recente, executada no início dos anos 90. Esta área nova não apresentou valores elevados, no máximo de 11mV. No entanto, a área mais antiga, apresentou valores mais elevados, porém, não ultrapassando os 159mV negativos.

- Ponte sobre o Rio do Peixe: Nas longarinas verificou-se apenas valores positivos, enquanto que na cortina, constatou-se uma pequena área com potenciais mais negativos que -200mV. Destaca-se que esta área possui indícios de recuperação com argamassa. Além disto, percebeu-se que as outras 2 (duas) áreas estudadas apresentaram também regiões recuperadas.

- Ponte sobre o Rio Canoas: Assim como na Ponte sobre o Rio Palha, as leituras apresentaram pouca variação, devido ao maior cobrimento nos pilares estudados, inclusive com a totalidade dos valores positivos.

- Ponte sobre o Rio Miguel: Leituras homogêneas nas 3 (três) áreas estudadas, com valores positivos e negativos inferiores a 75mV, em módulo.

Em relação às pontes localizadas em ambiente marinho, destaca-se que, apesar de 3 (três) delas possuírem teor de cloretos acima dos limites de norma, não se verificou valores de potenciais de corrosão tais que indicassem probabilidade acima de 90% de haver corrosão na região analisada (leituras mais negativas que -350mV).

As pontes localizadas no Vale do Rio Itajaí apresentaram, em geral, valores de potenciais de corrosão bem menores que as localizadas em ambiente marinho (Ilha de Florianópolis), isto sem considerar a necessidade de redução de 12,5% para as leituras obtidas no Vale do Rio Itajaí em função do aumento de temperatura e o acréscimo no valor das leituras obtidas nas pontes localizadas na Ilha de Florianópolis, em função da contaminação por íons cloretos (acrécimo de 100mV).

6. CONCLUSÕES

Mesmo não realizando a correlação entre a esclerometria (dureza superficial) e a resistência à compressão do concreto, a realização pura e simples do ensaio de esclerometria é válido, visto que se pode avaliar a homogeneidade do concreto sob análise.

A verificação da profundidade da carbonatação, apesar de ser um ensaio simples, deve ser feita apenas nos casos onde o meio ambiente é rico em CO₂, tais como viadutos, túneis, garagens ou cidades densamente povoadas e/ou com poluição.

Em três pontes localizadas na Ilha de Florianópolis, verificou-se que a corrosão originou-se do ataque de íons cloretos, superando o limite das Normas vigentes, ou seja, as armaduras estão despassivadas e em condições teóricas para o início do processo de corrosão. Em relação à profundidade de carbonatação, verificou-se que não foi ultrapassado o cobrimento existente, não se atingindo, desta forma, as armaduras.

O motivo para duas pontes não apresentarem teores cloretos superiores aos limites normatizados, apesar de estarem localizadas no mesmo ambiente e possuírem datas de execução bastante próximas, deve-se à elevada porosidade das 3 (três) pontes que apresentaram os maiores índices de teor de cloretos, quando comparadas as duas não contaminadas.

Como no caso das pontes localizadas no Vale do Itajaí não se constatou valores de teor de cloretos suficientes para gerar a corrosão de armaduras, e, tão pouco se verificou o avanço da profundidade de carbonatação, conclui-se, portanto, que as referidas pontes não apresentam problemas de corrosão, havendo, apenas, pequenos pontos corroídos, em função, principalmente, do pequeno cobrimento deixado quando da execução da estrutura.

Nas estruturas localizadas em ambiente marinho, distanciadas a mais de 1km do mar (pontes da Ilha de Florianópolis), não se verificou influência dos ventos predominantes que poderiam “transportar” a brisa marinha (íons cloretos) atingindo mais intensamente as faces voltadas para os mesmos.

Verificou-se uma elevada relação de cloretos livres (perigosos e agressivos às armaduras), quando comparados aos cloretos totais, portanto, não havendo muitos cloretos combinados (cloroaluminatos), devido à fixação dos cloretos livres na pasta endurecida do concreto.

Os índices utilizados pelas normas atuais para Limite Máximo de Cl^- demonstram uma grande variabilidade. Enquanto algumas normas são mais exigentes, tais como a JSCE SP-2 (Japão), outras toleram uma contaminação maior, no caso a CEB-FIP (Europa). Entre estas duas normas pesquisadas estão a EH-88 (Espanha) e ACI 222 (Estados Unidos). A exigência da norma japonesa deve-se ao fato, talvez, de ser uma ilha, bastante influenciada pela “brisa” marinha, assim como Florianópolis. Os resultados demonstraram que em nenhum caso ultrapassou-se o limite máximo preconizado na norma européia, enquanto que houve casos que, comparando-se a norma japonesa o valor máximo de contaminação foi ultrapassado em mais de 5 (cinco) vezes. Esta variabilidade dos valores limites das normas deve-se ao material em que tais valores estão relacionados (cimento apenas, ou concreto), bem como as características de cada região em que a norma é vigente.

Quando se estima a vida útil de projeto de uma estrutura, deve-se verificar qual o processo (contaminação por íons cloretos, carbonatação, ou ainda ambos), será o responsável pelo início da corrosão da estrutura (origem da corrosão).

A tabela da ASTM C 876-91, válida para estruturas atacadas por cloretos, que indica a atividade da corrosão, no dia do teste, em função da diferença de potencial encontrada, pode ser alterada em função da imensa gama de variáveis proporcionadas pelo concreto, podendo influenciar decisivamente as leituras de potencial. Logo, a referida tabela pode servir de base para os estudos iniciais, devendo-se efetuar outros ensaios com o intuito de aprofundar-se a respeito da real situação da estrutura.

A diferença na conservação, quando se compara os dois grupos de pontes (Vale do Itajaí e Ilha de Florianópolis), é evidente. As pontes localizadas em ambiente marinho apresentam uma degradação bem mais acentuada, principalmente devido à corrosão. Apesar de que 3 (três) das 5 (cinco) pontes localizadas no Vale do Itajaí possuírem uma execução mais recente que as localizadas na Ilha de Florianópolis, as pontes sobre o Ribeirão das Canas e Poço Grande, com praticamente 50 (cinquenta) anos de vida, apresentam-se em melhores condições que as localizadas próximas ao mar, destacando-se, portanto, a agressividade do ambiente marinho, fator este de extrema importância para a elaboração de um projeto estrutural, em relação à durabilidade e vida útil da estrutura.

Para as pontes localizadas na Ilha de Florianópolis, apesar dos projetos seguirem o preceituado nas normas vigentes à época, quanto ao recobrimento das armaduras e resistência do concreto, verificou-se que tais parâmetros não foram suficientes, em 3 (três) casos, para fornecer à estrutura uma durabilidade suficiente para atingir uma vida útil de, no mínimo, 50 (cinquenta) anos. As pontes, atualmente com cerca de 30 (trinta) anos, necessitarão, de uma recuperação antes de atingirem sua vida útil mínima.

Com base no ensaio de Reconstituição de Traço, observou-se que, apesar de haver especificação de f_{ck} no projeto, dever-se-ia realizar uma fiscalização mais rígida quando da execução das obras, atentando principalmente na qualidade do concreto utilizado, ainda mais na quantidade de água na mistura, que aumentará sua porosidade. Muitas vezes, uma concretagem sem a presença de um fiscal, faz com que os operários, com o intuito de aumentar a trabalhabilidade do concreto, e, conseqüentemente, facilitar a concretagem, adicionem mais água ao concreto, aumentando sua relação a/c e porosidade, reduzindo assim, sua durabilidade.

7. RECOMENDAÇÕES

A partir da análise dos resultados obtidos e na ponderação das dificuldades e limitações observadas na execução da pesquisa, apresenta-se algumas recomendações para futuras pesquisas nesta área, bem como para futuros projetos de estruturas de concreto, tanto armado, quanto protendido:

- Deve-se realizar os ensaios necessários numa área comum, facilitando o cruzamento das informações obtidas (profundidade de carbonatação, teor de cloretos e potencial de corrosão).
- A presença do projeto da estrutura pesquisada (cobrimento, posição e bitola do aço) facilita sobremaneira a localização das armaduras necessárias para a realização dos trabalhos, bem como a verificação do cobrimento projetado e fck.
- Para a coleta de amostras para a execução do ensaio de Teor de Cloretos, deve-se recolher uma quantidade maior que a necessária visando uma garantia extra quando da realização do ensaio, no caso de acontecer algum equívoco durante o mesmo.
- Um método simples e prático para obtenção das amostras é a utilização de furadeira eletro-pneumática, com o apoio de suporte de alumínio (item 4.3.1). Sugere-se a realização de uma maior quantidade de furos de menor diâmetro, que menos furos com diâmetro maior, reduzindo, desta forma o desgaste do equipamento e do próprio operador.
- Se houver necessidade de implementação de perfis de concentração de íons cloreto, deve-se coletar no mínimo amostras em 3 (três) profundidades diferentes. Estes perfis permitirão a verificação da vida útil da estrutura com maior precisão, uma vez que se poderá realizar a extrapolação de valores de concentração de íons cloretos para outras profundidades.
- Deve-se coletar amostras dos primeiros 5mm da estrutura para ensaio de Teor de Cloretos separadamente, com o objetivo de avaliar a interferência de intempéries, mesmo em áreas protegidas.
- A determinação da concentração de íons cloretos, em relação à profundidade de concreto de cobrimento das armaduras das estruturas de concreto, já com um razoável período de utilização, constitui num procedimento suficiente para a avaliação preliminar da referida estrutura. Porém, possui apenas um caráter qualitativo,

devendo-se, portanto, realizar-se estudos mais específicos, quando da elaboração dos projetos de reforço, recuperação ou reabilitação.

- Para a verificação da profundidade de carbonatação, pode-se utilizar o mesmo local que foi usado para a fixação de um dos pólos da semipilha, junto à armadura, reduzindo os serviços preliminares de quebra de estrutura e, conseqüentemente, de reparo da mesma.

- A execução das leituras de potencial de corrosão deve ser feita com as mesmas condições ambientais de temperatura e umidade, reduzindo, portanto, alterações em função destes fatores, obtendo-se valores mais homogêneos nas leituras.

- Quando da realização das leituras de potencial de corrosão, a estabilização pode ser demorada, além disto, como se utiliza uma esponja úmida para a obtenção das leituras, a releitura do ponto só deve ser feita após a sua completa secagem, sob pena de influência da umidade quando da 2.^a leitura.

- Se forem realizados ensaios de dureza superficial do concreto (esclerometria), sugere-se a realização também da extração de testemunhos de concreto, objetivando a correlação das informações obtidas, permitindo estimar-se a resistência do concreto em outras partes da estrutura.

- Em função da variabilidade das leituras de dureza superficial do concreto, sugere-se trabalhar com 16 (dezesesseis) pontos em cada área ensaiada e procurar ensaiar o maior número de áreas possíveis, uma vez que se trata de um ensaio relativamente rápido.

- No caso de realização de pesquisas em obras públicas deve-se solicitar preliminarmente uma autorização do órgão competente, evitando-se contratempos futuros.

- Quando da realização de um trabalho mais extenso, em maiores quantidades de estruturas, sugere-se a utilização de equipamento tipo guindaste (figuras 2.5 e 2.6 – item 2.6.2), facilitando o acesso às diversas partes da estrutura, obtendo-se um levantamento mais completo da situação das estruturas pesquisadas.

- Quando se optar por realizar ensaios em laboratórios de terceiros, como no caso desta pesquisa, deve-se considerar um prazo bastante elástico, uma vez que tais laboratórios possuem outros serviços a executar, deixando os ensaios necessários ao andamento da pesquisa em segundo plano, mesmo havendo a contrapartida financeira.

- Elaboração de estudos visando a recuperação de trechos das 5 (cinco) pontes estudadas, localizadas na Ilha de Florianópolis, em função da situação em que elas encontram-se.
- Quando da elaboração de projetos de estruturas de concreto armado ou protendido localizadas em áreas litorâneas, deve-se considerar o conceito da durabilidade do concreto nas estruturas expostas em meio ambiente agressivo, inclusive sujeitas à atuação de microclimas.
- Poder-se-ia aprofundar mais a pesquisa se houvesse possibilidade de um maior investimento, como por exemplo, realização de mais ensaios de reconstituição de traço, tanto em outras áreas, como em outras pontes, ou coleta de amostra em uma parte mais interna da estrutura para a realização de ensaios de teor de cloretos, com o intuito de observar se há contaminação de cloretos em função do uso de aceleradores de pega, ou ainda, uma maior quantidade de ensaios de teor de cloretos, em mais áreas, refinando assim os resultados já obtidos.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AITCIN, Pierre Claude. *Concreto de Alto Desempenho*. 1.^a Edição, São Paulo, Editora PINI, 2000.
- ANDRADE, Maria del Carmem P. *Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão das armaduras*. Tradução e adaptação Antonio Carmona e Paulo Helene. São Paulo, Editora PINI, 1992.
- ARANHA, Paulo, DAL MOLIN, Denise C.C., *Procedimentos inadequados estabelecidos nas diversas etapas do processo construtivo que contribuem para redução do tempo de vida útil das estruturas de concreto*. Anais da 37.^a REIBRAC. Goiânia, GO, Instituto Brasileiro do Concreto, 1995.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. *Cálculo e Execução de Obras em Concreto Armado – NBI-60*. 1960.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. *Projeto de Estruturas de Concreto. Projeto de Revisão NBR 6118*. Comitê Brasileiro de Construção Civil – CB – 2. Comissão de Estudo de Concreto Armado, Abril, 2000.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. *Concreto Endurecido - Avaliação da Dureza Superficial pelo Esclerômetro de Reflexão. NBR 7584/1982*. Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados – CB – 18. Comissão de Estudo de Esclerômetro de Reflexão – CE-18:04.06, Rio de Janeiro, 1982.
- ASTM C 876-91. USA, 1991
- ASTM G 140-96. *Standard Test Method for Determining Atmospheric Chloride Deposition Rate by Wet Candle Method*. USA, 1996.
- BAUER, Elton. *Parâmetros e Grandezas de Importância no Estudo da Evolução da Corrosão das Armaduras no Concreto*. Anais da 38.^a REIBRAC. Ribeirão Preto, SP, Instituto Brasileiro do Concreto, 1996.
- BROOMFIELD, John P., *Corrosion os Steel in Concrete*, 1.^a edição. Londres, E. & Fn Spon., 1997.
- BOSSET C. De, ROBERT A., *Non-destructive testing methods applies to bridge decks in order to localize the defects associated with the waterproof membrane*. Bsocomer services SA, Gradevent (CH). International Symposium Non-Destructive Testing Civil Engineering (NDT-CE) – 26 – 28.09.95.
- CABRERA, J. G.. *Effect of curing on durability*. Concrete International, v. 12, 1990.

- CÁNOVAS, Manuel F., *Patologia e terapia do concreto armado*. Tradução de M. Celeste Marcondes, São Paulo, Editora PINI, 1988.
- CASCUDO, Oswaldo M. *O controle da corrosão de Armaduras de Concreto Armado*. Goiânia, Editora PINI, 1997.
- CASCUDO, Oswaldo M. e CARASEK, Helena. *Previsão da vida útil da estrutura em função do processo corrosivo*. Anais da 34.^a REIBRAC. Curitiba, PR, Instituto Brasileiro do Concreto, 1992.
- CASCUDO, Oswaldo M.. *Inspeção de estruturas de concreto com vistas ao controle da corrosão de armaduras – técnicas e parâmetros*. Anais da 36.^a REIBRAC. Porto Alegre, RS, Instituto Brasileiro do Concreto, 1994.
- CASTRO, P., DE RINCON, O. T. e PAZINI, E. J.. *Interpretation of chloride profiles from concrete exposed to tropical marine environments*. Cement and Concrete Research – Volume 31, Issue 4, April 2001, Pages 529-537.
- CASTRO P., MORENO, E. I. e GENESCÁ, J., *Influence of marine micro-climates on carbonation of reinforced concrete buildings*. Cement and Concrete Research – Volume 30, Issue 10, October 2000, Pages 1565-1570.
- CEB – Comitê Euro-International du Beton. CEB-FIP Model Code 1990. École Polytechnique Fédérale. Lausanne, June 1991 (Bulletin D’Information n.º 203, 204 e 205).
- CUNHA, Carlos Henrique de Moura; FRANÇA, Ricardo Leopoldo e Silva. *Deformabilidade das estruturas de concreto: impacto das novas tipologias estruturais e das modificações dos materiais, cimentos, agregados e aditivos*. Anais do IV Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2000.
- DAVIDSON N., PADARATZ I., FORDE M.. *Quantification of bridge scour using impulse radar*. University of Edinburgh, Edinburgh (GB). International Symposium Non-Destructive Testing Civil Engineering (NDT-CE). 26 – 28.09.95.
- FALCÃO BAUER, L. A., *Materiais de Construção*. Vol II, 5.^a Edição, Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos Editora, 1994.
- FIGUEIREDO, Enio J. Pazini, HELENE, Paulo e ANDRADE, Carmen, *Fatores Determinantes da Iniciação e Propagação da Corrosão da Armadura do Concreto*. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP – Departamento de Engenharia Civil, São Paulo, 1993.

- GUIMARÃES André. T. C., DIAS, HELENE, Paulo R. L. *Modelos para previsão de vida útil em ambiente marinho*. Anais da 42.^a REIBRAC, Fortaleza – CE, Instituto Brasileiro do Concreto, 2000.
- GUIMARÃES André. T. C., DIAS, HELENE, Paulo R. L. *Grau de Saturação do Concreto: Um Importante Fator na Difusão de Cloretos*. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.º 2, p.55-64, Maio, 2001.
- HELENE, Paulo R. L. *Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto*. 2.^a ed - São Paulo, Editora PINI, 1992.
- HELENE, Paulo R. L. *Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado*. Tese para a obtenção do título de Professor Livre Docente. Escola Politécnica. São Paulo, Universidade de São Paulo, 1993.
- HELENE, Paulo R. L. *Vida Útil das Estruturas de Concreto*. IV Congresso Iberoamericano de Patologia das Construções, Porto Alegre – RS, 1997.
- HELENE, Paulo R. L., MITIDIERI FILHO, Cláudio V. e THOMAZ, Ércio, *Influência do tipo de cimento e da relação a/c na carbonatação do concreto: estimativa da vida útil de projeto*. Anais da 37.^a REIBRAC. Goiânia, GO, Instituto Brasileiro do Concreto, 1995.
- KAZMIERCZAK, Cláudio de S. e HELENE, Paulo R. L., *Análise de fatores que influenciam a velocidade de carbonatação em estruturas de concreto armado*. Anais da 35.^a REIBRAC. Brasília, DF, Instituto Brasileiro do Concreto, 1993.
- KOPSCH, Wilson. *Durabilidade de Estruturas de Concreto Armado em Ambiente Marinho: Estudo de Caso*. Dissertação de Mestrado, UFSC, 2001.
- KULAKOWSKI, Marlova P. e DAL MOLIN, Denise C. C. *Estudo do Teor de Cloretos Retido em Argamassa com Adição de Microsílica para Reparos Estruturais*. Anais da 37.^a REIBRAC. Goiânia, GO, Instituto Brasileiro do Concreto, 1995.
- LONG A. E. , HENDERSON G. D. e MONTGOMERY F. R., *Why assess the properties of near-surface concrete?* Construction and Building Materials – Volume 15, IssueS 2-3, March – April 2001, Pages 65-79.
- LU, Xinying, LI Cuiling e ZHANG Haixia. *Relationship between the free and total chloride diffusivity in concret*. Cement and Concrete Research – Volume 32, Issue 2, February 2002, Pages 323-326. Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, PR China, 2002.
- MEHTA, P. K. & MONTEIRO J. M., *Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais*. 1.^a edição, São Paulo, Editora PINI, 1994.

- MONGE, Carlos Alberto, REVISTA RECUPERAR, *Detectando a corrosão no concreto armado e protendido*. Rio de Janeiro, Thomastec Editora de Tecnologia Aplicada Ltda. Setembro / 2000 a Junho / 2001 (5 partes).
- NEVILLE, Adam M., *Propriedades do Concreto*, 2.^a Edição, São Paulo, Ed. PINI, 1997.
- PEREIRA, Fábio Sérgio da Costa, *Ensaio existentes para análise de estruturas de concreto armado e protendido*. Anais da 40.^a REIBRAC. Rio de Janeiro, RJ, Instituto Brasileiro do Concreto, 1998.
- PRUDÊNCIO, Luiz Roberto Jr., *Apostila de Materiais de Construção Civil I*, UFSC, Florianópolis, 1994.
- RINCÓN, Oladis Trocónis de e CARRUYO Almeida Romero. *Procedimientos de valoracion de resultados físicos/químicos y electroquímicos para diagnosticar corrosion de armaduras*. Centro de Estudios de Corrosión, Universidad Del Zulia, Maracaibo, Venezuela, IV Congresso Iberoamericano de Patologia das Construções, Porto Alegre – RS, 1997.
- RIPPER, Thomaz & SOUZA, Vicente Custódio Moreira de. *Patologia, Recuperação e reforço de Estruturas de Concreto*. 1.^a ed., São Paulo, Ed. PINI, 1998.
- RIPPER, Ernesto. *Como evitar erros na construção*. 3.^a ed. - São Paulo, Editora PINI, 1996.
- RODRIGUES, Joaquim Correz, REVISTA RECUPERAR, *Detectando a corrosão com os potenciais da semipilha*. Rio de Janeiro, Thomastec Editora de Tecnologia Aplicada Ltda. Julho e Agosto de 1995.
- RÜCKER W., et al., *Automatic Bridge Monitoring System Using Vibration Measurement*. Bundesanstalt für Materialforschung und-prüfung (BAM), Berlin, (D). International Symposium Non-Destructive Testing Civil Engineering (NDT-CE). 26 – 28.09.95.
- SACK, D. e OLSON L..*High Speed Testing Technologies for NDT of Structures*. Olson Engineering, Inc. Golden, CO (USA). International Symposium Non-Destructive Testing Civil Engineering (NDT-CE) – 26 – 28.09.95.
- SANDBERG, Paul. *Studies of chloride binding in concrete exposed in a marine environment*. Cement and Concrete Research – Volume 29, Issue 4, Abril 1999, Pages 473-477. Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, S-222 21, Lund, Sweden.

- SANDBERG, Paul, TANG L. e ANDERSEN A. *Recurrent studies of chloride ingress in uncracked marine concrete at various exposure times and elevations*. Cement and Concrete Research – Volume 28, Issue 10, October 1998, Pages 1489-1503. Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, S-222 21, Lund, Sweden.
- SILVA, Paulo Fernando Araújo. *Durabilidade das estruturas de concreto em atmosfera urbana*. Editora Pini, 1.^a edição, São Paulo, 1995.
- WEIL G., *Non-destructive testing of bridge, highway and airport pavements*. EnTech Engineering, St. Louis, MO (USA). International Symposium Non-Destructive Testing Civil Engineering (NDT-CE). 26 – 28.09.95.
- ZÚÑIGA, José Eduardo V., TIBA, Rosana C., BOLORINO Heloísa e BORTONE, Mário Sérgio. *Estudos Desenvolvidos para a Elaboração do Projeto de Recuperação e Reforço da Ponte sobre o Rio Turvo*. Anais da 40.^a REIBRAC. Rio de Janeiro, RJ, Instituto Brasileiro do Concreto, 1998.

9. BIBLIOGRAFIAS CONSULTADAS

- AKTAN A., et al., *Objective Bridge Condition Assessment*. University of Cincinnati, Cincinnati, OH (USA). International Symposium Non-Destructive Testing Civil Engineering (NDT-CE). 26 – 28.09.95.
- ALMEIDA, Ivan Ramalho de. *Avaliação da qualidade dos concretos de alta resistência através da esclerometria e do ultra-som*. Anais da 35.^a REIBRAC. Brasília, DF, Instituto Brasileiro do Concreto, 1993.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. *Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado. NBR 6118/1982*. Comitê Brasileiro de Construção Civil – CB – 2. Comissão de Estudo de Concreto Armado, Rio de Janeiro, 1982.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. *Inspeção de Pontes*.
- BEYER K., et al., *System Monitoring by Ambient Vibration Analysis in Plant and Bridge Construction*. Büro für Baudynamik, Stuttgart (D). International Symposium Non-Destructive Testing Civil Engineering (NDT-CE), 26 – 28.09.95.
- BLEVOT, Jean, *Patologia de las Construcciones de Hormigon Armado*. Editores Técnicos Asociados S. ^a A., Barcelona, 1977.
- BUNGEY J., et al.. *Radar Assessment of River-bed Scour at Bridges*. University of Liverpool (GB). International Symposium Non-Destructive Testing Civil Engineering (NDT-CE). 26 – 28.09.95.
- CARMONA F., Antônio, *Patologia das Estruturas de Concreto, Curso sobre patologia, reparo e reforço de estrutura de concreto (CIPERC)*. Associação Brasileira de Cimento Portland – ABCP, 2000.
- CASCUDO, Oswaldo M. e REPETTE, W. L. *A Ação Deletérica de Cloretos em Estruturas de Concreto Armado de Edifícios Residenciais: Um Caso Real*. Anais da 37.^a REIBRAC. Goiânia, GO, Instituto Brasileiro do Concreto, 1995.
- CASTRO, Eliane Kraus de e NEPOMUCENO, Antônio Alberto. *Desenvolvimento de metodologia para manutenção de estruturas de concreto armado*. Anais da 37.^a REIBRAC. Goiânia, GO, Instituto Brasileiro do Concreto, 1995.
- CLÍMACO, João Carlos Teatini e NEPOMUCENO, Antônio Alberto. *Parâmetros para uma metodologia de manutenção de estruturas de concreto*. Anais da 36.^a REIBRAC. Porto Alegre, RS, Instituto Brasileiro do Concreto, 1994.

- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER, *Vistoria de Pontes e Viadutos de Concreto Armado e Protendido*. DNER-PRO-AO-49-78. Rio de Janeiro, 1978.
- EICHLER, Friedrich, *Patologia de la Construcción*. Editora Labor, 1.^a edição, Barcelona, 1973.
- GETTU, Ravindra, *La incidencia del hormigón de alta resistencia em la construcción de puentes*. Barcelona, 1995.
- GUIMARÃES André. T. C., DIAS, Cláudio R. R., RECENA, Fernando A. P. *Durabilidade do Concreto em Ambiente Marítimo na Região do Extremo Sul do Brasil*. IV Congresso Iberoamericano de Patologia das Construções, Porto Alegre – RS, 1997.
- HELENE, Paulo R. L., *Corrosão em Armaduras de Concreto Armado*, Editora Pini, 1988.
- IPT, Pini, Lix Construtora, *Tecnologia de Edificações*. Editora Pini, 1988 (Reimpressão 1995).
- LANA, Maria da Penha Campos Vieira e ANDERY, Paulo Roberto Pereira. *Projeto Estrutural: Um novo paradigma visando a durabilidade das estruturas de concreto*. Anais da 42.^a REIBRAC, Fortaleza – CE, Instituto Brasileiro do Concreto, 2000.
- LANGEBRAKE F., et al., *Non-destructive Testing of Ground-Anchors of Bridge Structures*. DMT – Institut für Förderung und Transport, Bochum (D). International Symposium Non-Destructive Testing Civil Engineering (NDT-CE), 26 – 28.09.95.
- MERCEDES BENZ DO BRASIL SA. *Pontes e Viadutos – Brasil / Bridges and Viaducts*. São Bernardo do Campo – SP, DBA Artes Gráficas, 1992, Exemplar n.º 428.
- MONTEIRO, Eliana Barreto, PIMENTEL, Heloísa, PEREIRA, Lúcia de Fátima Lacerda da Costa, HELENE, Paulo. *Estudo da estrutura interna do concreto em relação à corrosão de armaduras*. Anais da 40.^a REIBRAC. Rio de Janeiro, RJ, Instituto Brasileiro do Concreto, 1998.
- PACHA, José R. S., FILHO, Nagib C. *Patologia das estruturas de concreto armado e das alvenarias*. Curso de extensão, UFPA. Belém, 1996. Apostila.
- PFEIL, Walter. *Pontes em concreto armado*. Editora Livros Técnicos e Científicos, Rio de Janeiro, RJ, 1979.

- ROCHA, Carlos Carvalho, REVISTA RECUPERAR, *Como identificar a biocorrosão*. Rio de Janeiro, Thomastec Editora de Tecnologia Aplicada Ltda. Julho e Agosto de 2001.
- RODRIGUES, Joaquim Correz, REVISTA RECUPERAR, *Detectando a corrosão com os potenciais da semipilha*. Rio de Janeiro, Thomastec Editora de Tecnologia Aplicada Ltda. Julho e Agosto de 1995.
- RUIZ, José Calavera. *Patologia de Estructuras de Hormigon Armado y Pretensado – Tomo I e II*. Instituto Técnico de Materiales y Construcciones – INTEMAC, Espanha, 1996.
- SILVA, D.A., *Levantamento de problemas em fundações correntes no Estado do Rio Grande do Sul*. Dissertação de Mestrado, UFRGS, 1993.
- TEIXEIRA, Márcia P., NEPOMUCENO, Antônio A. e BAUER, Elton. *Avaliação da intensidade de corrosão em estruturas de concreto reais, como técnica de monitoramento em procedimentos de manutenção preventiva*. Anais da 39.^a REIBRAC. São Paulo, SP, Instituto Brasileiro do Concreto, 1997.
- TEIXEIRA, Márcia P., NEPOMUCENO, Antônio A. e BAUER, Elton. *Estudo comparativo da intensidade de corrosão em metodologias de medições de campo e laboratório*. IV Congresso Iberoamericano de Patologia das Construções, Porto Alegre – RS, 1997.
- THOMAZ, Ercio, *Trincas em Edifícios*. Editora Pini, 1.^a edição, São Paulo, 1989.
- VASCONCELOS, Augusto Carlos de - *Pontes Brasileiras - Viadutos e Passarelas Notáveis*. São Paulo, Editora PINI Ltda, 1993.
- VERÇOZA, E. *Patologia das Construções*. Editora Sagra, 1989.

10. ANEXOS

ANEXO 10.1 – ENSAIOS DE ESCLEROMETRIA

ENSAIO DE DUREZA SUPERFICIAL - ESCLEROMETRIA - NBR 7584/82**Modelo do Aparelho:** 58-C0181/N**Data do Ensaio:** 14/06/02**Posição do Aparelho:** Horizontal**PONTE:** Ponte sobre o Rio Ratones II - SC 402**Ponto 1: Face Interna da Longarina "A"**

Leitura	Valor		
1	54	X =	54,22
2	54	X + 10% =	59,64
3	56	X - 10% =	48,80
4	56	IE =	54,22
5	56	k =	1,00
6	56	IEe =	54,22
7	51		
8	51		
9	54		

Ponto 2: Face Externa da Longarina "A"

Leitura	Valor		
1	55	X =	56,11
2	57	X + 10% =	61,72
3	55	X - 10% =	50,50
4	58	IE =	56,11
5	54	k =	1,00
6	60	IEe =	56,11
7	54		
8	55		
9	57		

Ponto 3: Face Interna Cortina

Leitura	Valor		
1	54	X =	55,56
2	56	X + 10% =	61,11
3	58	X - 10% =	50,00
4	56	IE =	55,56
5	57	k =	1,00
6	54	IEe =	55,56
7	56		
8	50		
9	59		

Ponto 4: Face Interna da Longarina "D"

Leitura	Valor		
1	60	X =	57,56
2	55	X + 10% =	63,31
3	56	X - 10% =	51,80
4	55	IE =	57,56
5	62	k =	1,00
6	58	IEe =	57,56
7	55		
8	60		
9	57		

Ponto 5: Face Externa da Longarina "D"

Leitura	Valor		
1	54	X =	53,00
2	60*	X + 10% =	58,30
3	55	X - 10% =	47,70
4	50	IE =	53,00
5	54	k =	1,00
6	50	IEe =	53,00
7	50		
8	56		
9	55		

Ponto 6: Face Interna Cortina

Leitura	Valor		
1	58	X =	56,44
2	57	X + 10% =	62,09
3	56	X - 10% =	50,80
4	57	IE =	56,44
5	57	k =	1,00
6	56	IEe =	56,44
7	54		
8	58		
9	55		

* Ponto eliminado (fora da faixa admissível).

Ponto 7: Face Interna da Transversina junto aos apoios

Leitura	Valor		
1	52	X =	52,14
2	46*	X + 10% =	57,36
3	48	X - 10% =	46,93
4	52	IE =	52,14
5	51	k =	1,00
6	55	IEe =	52,14
7	58*		
8	50		
9	57		

* Ponto eliminado (fora da faixa admissível).

ENSAIO DE DUREZA SUPERFICIAL - ESCLEROMETRIA - NBR 7584/82

Modelo do Aparelho: 58-C0181/N

Data do Ensaio: 17/09/02

Posição do Aparelho: Horizontal

PONTE: Ponte sobre o Rio Papaquara - SC 401

Ponto 1: Ala "B"

Leitura	Valor		
1	49*	X =	42,71
2	44	X + 10% =	46,99
3	45	X - 10% =	38,44
4	40	IE=	42,71
5	37*	k=	1,00
6	41	IEe=	42,71
7	44	* Pontos eliminados	
8	40		
9	45		

Ponto 2: Cortina junto à Ala "B"

Leitura	Valor		
1	37*	X =	#DIV/0!
2	51*	X + 10% =	#DIV/0!
3	51*	X - 10% =	#DIV/0!
4	49*	IE=	#DIV/0!
5	38*	k=	1,00
6	42*	IEe=	#DIV/0!
7	50*	ÁREA ELIMINADA	
8	48*		
9	50*		

Ponto 3: Face Externa da Longarina "B"

Leitura	Valor		
1	44	X =	45,38
2	47	X + 10% =	49,91
3	34*	X - 10% =	40,84
4	48	IE=	45,38
5	42	k=	1,00
6	46	IEe=	45,38
7	45	* Ponto eliminado	
8	45		
9	46		

Ponto 4: Face Interna da Longarina "B"

Leitura	Valor		
1	52	X =	52,13
2	45*	X + 10% =	57,34
3	50	X - 10% =	46,91
4	54	IE=	52,13
5	55	k=	1,00
6	51	IEe=	52,13
7	52	* Ponto eliminado	
8	49		
9	54		

Ponto 5: Vão Interno da Cortina

Leitura	Valor		
1	41	X =	42,13
2	45	X + 10% =	46,34
3	37*	X - 10% =	37,91
4	47	IE=	42,13
5	42	k=	1,00
6	39	IEe=	42,13
7	44	* Ponto eliminado	
8	38		
9	41		

Ponto 6: Face Interna da Longarina "A"

Leitura	Valor		
1	46	X =	47,14
2	45	X + 10% =	51,86
3	50	X - 10% =	42,43
4	49	IE=	47,14
5	45	k=	1,00
6	54*	IEe=	47,14
7	42*	* Pontos eliminados	
8	44		
9	51		

Ponto 7: Face Externa da Longarina "A"

Leitura	Valor		
1	50*	X =	#DIV/0!
2	35*	X + 10% =	#DIV/0!
3	50*	X - 10% =	#DIV/0!
4	53*	IE=	#DIV/0!
5	36*	k=	1,00
6	43*	IEe=	#DIV/0!
7	48*	ÁREA ELIMINADA	
8	34*		
9	51*		

Ponto 8: Cortina junto à Ala "A"

Leitura	Valor		
1	54	X =	51,89
2	52	X + 10% =	57,08
3	51	X - 10% =	46,70
4	55	IE=	51,89
5	53	k=	1,00
6	52	IEe=	51,89
7	53		
8	48		
9	49		

ENSAIO DE DUREZA SUPERFICIAL - ESCLEROMETRIA - NBR 7584/82**Modelo do Aparelho:** 58-C0181/N**Data do Ensaio:** 17/09/02**Posição do Aparelho:** Horizontal**PONTE:** Ponte sobre o Rio Papaquara - SC 401**Ponto 9:** Ala "A"

Leitura	Valor		
1	52	X =	50,89
2	51	X + 10% =	55,98
3	54	X - 10% =	45,80
4	49	IE =	50,89
5	54	k =	1,00
6	49	IEe =	50,89
7	49		
8	52		
9	48		

ENSAIO DE DUREZA SUPERFICIAL - ESCLEROMETRIA - NBR 7584/82**Modelo do Aparelho:** 58-C0181/N**Data do Ensaio:** 12/09/02**Posição do Aparelho:** Horizontal**PONTE:** Ponte sobre o Rio Palha - SC 401**Ponto 1:** Transv. junto à Cabeceira - Interna

Leitura	Valor		
1	42*	X =	#DIV/0!
2	24*	X + 10% =	#DIV/0!
3	24*	X - 10% =	#DIV/0!
4	51*	IE=	#DIV/0!
5	27*	k=	1,00
6	32*	IEe=	#DIV/0!
7	50*	ÁREA ELIMINADA	
8	37*		
9	40*		

Ponto 2: Transv. junto à Cabeceira - Externa

Leitura	Valor		
1	44*	X =	50,38
2	46	X + 10% =	55,41
3	54	X - 10% =	45,34
4	49	IE=	50,38
5	50	k=	1,00
6	50	IEe=	50,38
7	51	* Ponto eliminado	
8	51		
9	52		

Ponto 3: Face Interna da Longarina "A"

Leitura	Valor		
1	45*	X =	52,63
2	52	X + 10% =	57,89
3	55	X - 10% =	47,36
4	52	IE=	52,63
5	53	k=	1,00
6	50	IEe=	52,63
7	51	* Ponto eliminado	
8	54		
9	54		

Ponto 4: Face Interna da Longarina "B"

Leitura	Valor		
1	41*	X =	48,20
2	54*	X + 10% =	53,02
3	40*	X - 10% =	43,38
4	52	IE=	48,20
5	45	k=	1,00
6	51	IEe=	48,20
7	43	* Pontos eliminados	
8	54*		
9	50		

Ponto 5: Ala "A"

Leitura	Valor		
1	50	X =	47,38
2	45	X + 10% =	52,11
3	40*	X - 10% =	42,64
4	47	IE=	47,38
5	45	k=	1,00
6	44	IEe=	47,38
7	49	* Ponto eliminado	
8	50		
9	49		

Ponto 6: Ala "B"

Leitura	Valor		
1	49	X =	46,43
2	47	X + 10% =	51,07
3	40*	X - 10% =	41,79
4	48	IE=	46,43
5	46	k=	1,00
6	43	IEe=	46,43
7	45	* Pontos eliminados	
8	52*		
9	47		

Ponto 7: Face Externa da Longarina "A"

Leitura	Valor		
1	53	X =	53,56
2	52	X + 10% =	58,91
3	52	X - 10% =	48,20
4	58	IE=	53,56
5	56	k=	1,00
6	53	IEe=	53,56
7	53		
8	49		
9	56		

Ponto 8: Face Externa da Longarina "B"

Leitura	Valor		
1	53	X =	50,00
2	41*	X + 10% =	55,00
3	47	X - 10% =	45,00
4	50	IE=	50,00
5	50	k=	1,00
6	46	IEe=	50,00
7	51	* Ponto eliminado	
8	53		
9	50		

ENSAIO DE DUREZA SUPERFICIAL - ESCLEROMETRIA - NBR 7584/82**Modelo do Aparelho:** 58-C0181/N**Data do Ensaio:** 11/09/02**Posição do Aparelho:** Horizontal**PONTE:** Ponte sobre o Rio Ratones I - SC 401**Ponto 1: Face Interna da Cortina (1)**

Leitura	Valor		
1	52	X =	55,67
2	57	X + 10% =	61,23
3	56	X - 10% =	50,10
4	57	IE=	55,67
5	56	k=	1,00
6	53	IEe=	55,67
7	57		
8	57		
9	56		

Ponto 2: Face Interna da Longarina "A"

Leitura	Valor		
1	41	X =	44,29
2	39*	X + 10% =	48,71
3	44	X - 10% =	39,86
4	51*	IE=	44,29
5	47	k=	1,00
6	48	IEe=	44,29
7	47	* Pontos eliminados	
8	43		
9	40		

Ponto 3: Face Interna da Longarina "B"

Leitura	Valor		
1	52	X =	49,00
2	50	X + 10% =	53,90
3	48	X - 10% =	44,10
4	51	IE=	49,00
5	48	k=	1,00
6	41*	IEe=	49,00
7	52	* Ponto eliminado	
8	46		
9	45		

Ponto 4: Face Interna da Transversina

Leitura	Valor		
1	51*	X =	38,71
2	41	X + 10% =	42,59
3	39	X - 10% =	34,84
4	37	IE=	38,71
5	37	k=	1,00
6	46*	IEe=	38,71
7	37	* Pontos eliminados	
8	43		
9	37		

Ponto 5: Transversina entre Pilares

Leitura	Valor		
1	51	X =	52,00
2	53	X + 10% =	57,20
3	46*	X - 10% =	46,80
4	51	IE=	52,00
5	53	k=	1,00
6	52	IEe=	52,00
7	53	* Ponto eliminado	
8	52		
9	51		

Ponto 6: Face Interna da Cortina (2)

Leitura	Valor		
1	52	X =	53,25
2	50	X + 10% =	58,58
3	55	X - 10% =	47,93
4	54	IE=	53,25
5	54	k=	1,00
6	56	IEe=	53,25
7	52	* Ponto eliminado	
8	53		
9	47*		

Ponto 7: Face Externa da Longarina "A"

Leitura	Valor		
1	37*	X =	44,00
2	42	X + 10% =	48,40
3	47	X - 10% =	39,60
4	40	IE=	44,00
5	48	k=	1,00
6	50*	IEe=	44,00
7	48	* Pontos eliminados	
8	40		
9	43		

Ponto 8: Face Externa da Longarina "B"

Leitura	Valor		
1	56*	X =	52,17
2	40*	X + 10% =	57,38
3	54	X - 10% =	46,95
4	53	IE=	52,17
5	52	k=	1,00
6	55	IEe=	52,17
7	51	* Pontos eliminados	
8	48		
9	44*		

ENSAIO DE DUREZA SUPERFICIAL - ESCLEROMETRIA - NBR 7584/82**Modelo do Aparelho:** 58-C0181/N**Data do Ensaio:** 10/09/02**Posição do Aparelho:** Horizontal**PONTE:** Ponte sobre o Canal do DNOS - SC 402**Ponto 1:** Face Interna da Longarina "A"

Leitura	Valor		
1	53	X =	52,17
2	52	X + 10% =	57,38
3	52	X - 10% =	46,95
4	42*	IE=	52,17
5	50	k=	1,00
6	45*	IEe=	52,17
7	43*	* Pontos eliminados	
8	52		
9	54		

Ponto 2: Vão central da transversina

Leitura	Valor		
1	55	X =	52,00
2	54	X + 10% =	57,20
3	52	X - 10% =	46,80
4	53	IE=	52,00
5	42*	k=	1,00
6	48	IEe=	52,00
7	52	* Ponto eliminado	
8	51		
9	51		

Ponto 3: 3.º vão da transversina

Leitura	Valor		
1	54	X =	54,44
2	54	X + 10% =	59,89
3	56	X - 10% =	49,00
4	55	IE=	54,44
5	55	k=	1,00
6	53	IEe=	54,44
7	54		
8	56		
9	53		

Ponto 4: Face Interna da Longarina "B"

Leitura	Valor		
1	56	X =	53,86
2	54	X + 10% =	59,24
3	60*	X - 10% =	48,47
4	56	IE=	53,86
5	55	k=	1,00
6	54	IEe=	53,86
7	50	* Pontos eliminados	
8	47*		
9	52		

Ponto 5: Face Interna da Longarina "C"

Leitura	Valor		
1	53	X =	54,75
2	56	X + 10% =	60,23
3	41*	X - 10% =	49,28
4	54	IE=	54,75
5	55	k=	1,00
6	51	IEe=	54,75
7	56	* Ponto eliminado	
8	57		
9	56		

Ponto 6: Face Externa Longarina "D"

Leitura	Valor		
1	53	X =	53,11
2	50	X + 10% =	58,42
3	49	X - 10% =	47,80
4	51	IE=	53,11
5	57	k=	1,00
6	49	IEe=	53,11
7	55		
8	57		
9	57		

Ponto 7: Face interna da cortina

Leitura	Valor		
1	51	X =	52,80
2	57*	X + 10% =	58,08
3	56	X - 10% =	47,52
4	39*	IE=	52,80
5	49	k=	1,00
6	42*	IEe=	52,80
7	55	* Pontos eliminados	
8	57*		
9	53		

ENSAIO DE DUREZA SUPERFICIAL - ESCLEROMETRIA - NBR 7584/82**Modelo do Aparelho:** 58-C0181/N**Data do Ensaio:** 04/11/02**Posição do Aparelho:** Horizontal**PONTE:** Ponte sobre o Ribeirão das Canas - SC 470 - Gaspar**Ponto 1: Face Externa da Longarina 1**

Leitura	Valor		
1	50	X =	49,13
2	50	X + 10% =	54,04
3	49	X - 10% =	44,21
4	48	IE=	49,13
5	40*	k=	1,00
6	50	IEe=	49,13
7	48	* Ponto eliminado	
8	50		
9	48		

Ponto 2: Face Interna da Longarina 1

Leitura	Valor		
1	54	X =	52,63
2	54	X + 10% =	57,89
3	54	X - 10% =	47,36
4	55	IE=	52,63
5	46*	k=	1,00
6	50	IEe=	52,63
7	51	* Ponto eliminado	
8	52		
9	51		

Ponto 3: Face Externa da Longarina 2

Leitura	Valor		
1	40	X =	42,50
2	44	X + 10% =	46,75
3	45	X - 10% =	38,25
4	36*	IE=	42,50
5	39	k=	1,00
6	37*	IEe=	42,50
7	46*	* Pontos eliminados	
8	42		
9	45		

Ponto 4: Face Interna da Longarina 2

Leitura	Valor		
1	48	X =	49,00
2	35*	X + 10% =	53,90
3	52	X - 10% =	44,10
4	51	IE=	49,00
5	45	k=	1,00
6	49	IEe=	49,00
7	48	* Ponto eliminado	
8	48		
9	51		

Ponto 5: Cortina

Leitura	Valor		
1	39	X =	37,57
2	38	X + 10% =	41,33
3	36	X - 10% =	33,81
4	37	IE=	37,57
5	39	k=	1,00
6	36	IEe=	37,57
7	50*	* Pontos eliminados	
8	44*		
9	38		

Ponto 6: Transversina entre pilares

Leitura	Valor		
1	46	X =	45,60
2	42	X + 10% =	50,16
3	39*	X - 10% =	41,04
4	46	IE=	45,60
5	39*	k=	1,00
6	46	IEe=	45,60
7	51*	* Pontos eliminados	
8	48		
9	50*		

Ponto 7: Pilar 1

Leitura	Valor		
1	36*	X =	#DIV/0!
2	42*	X + 10% =	#DIV/0!
3	34*	X - 10% =	#DIV/0!
4	47*	IE=	#DIV/0!
5	52*	k=	1,00
6	34*	IEe=	#DIV/0!
7	37*	ÁREA ELIMINADA	
8	33*		
9	41*		

Ponto 8: Pilar 2

Leitura	Valor		
1	31*	X =	37,20
2	44*	X + 10% =	40,92
3	37	X - 10% =	33,48
4	38	IE=	37,20
5	36	k=	1,00
6	50*	IEe=	37,20
7	34*	* Pontos eliminados	
8	35		
9	40		

ENSAIO DE DUREZA SUPERFICIAL - ESCLEROMETRIA - NBR 7584/82**Modelo do Aparelho:** 58-C0181/N**Data do Ensaio:** 04/11/02**Posição do Aparelho:** Horizontal**PONTE:** Ponte sobre o Ribeirão Poço Grande - SC 470 - Gaspar**Ponto 1:** Face Ext. Longarina Ext. - Nova

Leitura	Valor		
1	45	X =	41,13
2	39	X + 10% =	45,24
3	39	X - 10% =	37,01
4	46*	IE=	41,13
5	44	k=	1,00
6	41	IEe=	41,13
7	41	* Ponto eliminado	
8	38		
9	42		

Ponto 2: Face Int. Longarina Ext. - Nova

Leitura	Valor		
1	40	X =	44,33
2	39*	X + 10% =	48,77
3	46	X - 10% =	39,90
4	42	IE=	44,33
5	47	k=	1,00
6	50*	IEe=	44,33
7	36*	* Pontos eliminados	
8	47		
9	44		

Ponto 3: Face Ext. Longarina Velha

Leitura	Valor		
1	37*	X =	#DIV/0!
2	33*	X + 10% =	#DIV/0!
3	31*	X - 10% =	#DIV/0!
4	41*	IE=	#DIV/0!
5	38*	k=	1,00
6	33*	IEe=	#DIV/0!
7	42*	ÁREA ELIMINADA	
8	38*		
9	39*		

Ponto 4: Face Int. Longarina Velha

Leitura	Valor		
1	38*	X =	#DIV/0!
2	40*	X + 10% =	#DIV/0!
3	38*	X - 10% =	#DIV/0!
4	52*	IE=	#DIV/0!
5	50*	k=	1,00
6	53*	IEe=	#DIV/0!
7	52*	ÁREA ELIMINADA	
8	50*		
9	48*		

Ponto 5: Transversina Velha - Face 1

Leitura	Valor		
1	39*	X =	#DIV/0!
2	40*	X + 10% =	#DIV/0!
3	48*	X - 10% =	#DIV/0!
4	36*	IE=	#DIV/0!
5	49*	k=	1,00
6	44*	IEe=	#DIV/0!
7	37*	ÁREA ELIMINADA	
8	49*		
9	43*		

Ponto 6: Transversina Nova

Leitura	Valor		
1	38*	X =	46,14
2	46	X + 10% =	50,76
3	45	X - 10% =	41,53
4	48	IE=	46,14
5	40*	k=	1,00
6	42	IEe=	46,14
7	46	* Pontos eliminados	
8	48		
9	48		

Ponto 7: Pilar Novo

Leitura	Valor		
1	40*	X =	#DIV/0!
2	32*	X + 10% =	#DIV/0!
3	32*	X - 10% =	#DIV/0!
4	30*	IE=	#DIV/0!
5	38*	k=	1,00
6	37*	IEe=	#DIV/0!
7	32*	ÁREA ELIMINADA	
8	30*		
9	30*		

Ponto 8: Transversina Velha - Face 2

Leitura	Valor		
1	47	X =	50,17
2	49	X + 10% =	55,18
3	49	X - 10% =	45,15
4	51	IE=	50,17
5	52	k=	1,00
6	44*	IEe=	50,17
7	42*	* Pontos eliminados	
8	55*		
9	53		

ENSAIO DE DUREZA SUPERFICIAL - ESCLEROMETRIA - NBR 7584/82**Modelo do Aparelho:** 58-C0181/N**Data do Ensaio:** 05/11/02**Posição do Aparelho:** Horizontal**PONTE:** Ponte sobre o Rio do Peixe - SC 413 - Luís Alves**Ponto 1:** Cortina - Área Protegida

Leitura	Valor		
1	52*	X =	#DIV/0!
2	52*	X + 10% =	#DIV/0!
3	53*	X - 10% =	#DIV/0!
4	40*	IE =	#DIV/0!
5	38*	k =	1,00
6	44*	IEe =	#DIV/0!
7	40*	ÁREA ELIMINADA	
8	37*		
9	45*		

Ponto 2: Longarina 1 - Face Externa

Leitura	Valor		
1	39*	X =	#DIV/0!
2	55*	X + 10% =	#DIV/0!
3	53*	X - 10% =	#DIV/0!
4	25*	IE =	#DIV/0!
5	52*	k =	1,00
6	41*	IEe =	#DIV/0!
7	30*	ÁREA ELIMINADA	
8	47*		
9	52*		

Ponto 3: Longarina 1 - Face Interna

Leitura	Valor		
1	40	X =	41,40
2	39*	X + 10% =	45,54
3	43	X - 10% =	37,26
4	49*	IE =	41,40
5	49*	k =	1,00
6	50*	IEe =	41,40
7	42	* Pontos eliminados	
8	42		
9	40		

Ponto 4: Longarina 2 - Face Interna

Leitura	Valor		
1	47	X =	44,00
2	42	X + 10% =	48,40
3	45	X - 10% =	39,60
4	47	IE =	44,00
5	43	k =	1,00
6	40	IEe =	44,00
7	37*	* Pontos eliminados	
8	38*		
9	48*		

Ponto 5: Longarina 2 - Face Externa

Leitura	Valor		
1	49	X =	46,25
2	45	X + 10% =	50,88
3	50	X - 10% =	41,63
4	49	IE =	46,25
5	43	k =	1,00
6	45	IEe =	46,25
7	40*	* Ponto eliminado	
8	45		
9	44		

Ponto 6: Pilar 1

Leitura	Valor		
1	52*	X =	#DIV/0!
2	43*	X + 10% =	#DIV/0!
3	53*	X - 10% =	#DIV/0!
4	52*	IE =	#DIV/0!
5	42*	k =	1,00
6	51*	IEe =	#DIV/0!
7	42*	ÁREA ELIMINADA	
8	29*		
9	56*		

Ponto 7: Pilar 2

Leitura	Valor		
1	50	X =	47,00
2	45	X + 10% =	51,70
3	41*	X - 10% =	42,30
4	48	IE =	47,00
5	52*	k =	1,00
6	37*	IEe =	47,00
7	52*	* Pontos eliminados	
8	43		
9	49		

Ponto 8: Cortina - Área não protegida

Leitura	Valor		
1	40*	X =	#DIV/0!
2	43*	X + 10% =	#DIV/0!
3	48*	X - 10% =	#DIV/0!
4	31*	IE =	#DIV/0!
5	28*	k =	1,00
6	30*	IEe =	#DIV/0!
7	35*	ÁREA ELIMINADA	
8	31*		
9	31*		

ENSAIO DE DUREZA SUPERFICIAL - ESCLEROMETRIA - NBR 7584/82**Modelo do Aparelho:** 58-C0181/N**Data do Ensaio:** 05/11/02**Posição do Aparelho:** Horizontal**PONTE:** Ponte sobre o Rio Canoas - SC 413 - Luís Alves**Ponto 1: Pilar 1 - Posição 1**

Leitura	Valor		
1	48	X =	49,88
2	49	X + 10% =	54,86
3	38*	X - 10% =	44,89
4	53	IE=	49,88
5	50	k=	1,00
6	46	IEe=	49,88
7	52	* Ponto eliminado	
8	53		
9	48		

Ponto 2: Pilar 1 - Posição 2

Leitura	Valor		
1	52*	X =	49,40
2	41*	X + 10% =	54,34
3	46	X - 10% =	44,46
4	42*	IE=	49,40
5	50	k=	1,00
6	49	IEe=	49,40
7	51	* Pontos eliminados	
8	51		
9	41*		

Ponto 3: Pilar 2 - Posição 1

Leitura	Valor		
1	49	X =	51,44
2	52	X + 10% =	56,59
3	49	X - 10% =	46,30
4	56	IE=	51,44
5	52	k=	1,00
6	53	IEe=	51,44
7	52	* Ponto eliminado	
8	49		
9	51		

Ponto 4: Pilar 2 - Posição 2

Leitura	Valor		
1	53	X =	52,13
2	51	X + 10% =	57,34
3	54	X - 10% =	46,91
4	49	IE=	52,13
5	51	k=	1,00
6	52	IEe=	52,13
7	53	* Ponto eliminado	
8	40*		
9	54		

Ponto 5: Longarina 1 - Face Externa

Leitura	Valor		
1	39	X =	38,83
2	34*	X + 10% =	42,72
3	40	X - 10% =	34,95
4	36	IE=	38,83
5	39	k=	1,00
6	46*	IEe=	38,83
7	41	* Pontos eliminados	
8	38		
9	44*		

Ponto 6: Longarina 1 - Face Interna

Leitura	Valor		
1	51	X =	52,78
2	53	X + 10% =	58,06
3	55	X - 10% =	47,50
4	50	IE=	52,78
5	55	k=	1,00
6	50	IEe=	52,78
7	54	* Ponto eliminado	
8	50		
9	57		

Ponto 7: Longarina 2 - Face Externa

Leitura	Valor		
1	35	X =	33,17
2	28*	X + 10% =	36,48
3	33	X - 10% =	29,85
4	28*	IE=	33,17
5	32	k=	1,00
6	31	IEe=	33,17
7	38*	* Pontos eliminados	
8	35		
9	33		

Ponto 8: Longarina 2 - Face Interna

Leitura	Valor		
1	32	X =	34,00
2	39*	X + 10% =	37,40
3	39*	X - 10% =	30,60
4	31	IE=	34,00
5	36	k=	1,00
6	36	IEe=	34,00
7	29*	* Pontos eliminados	
8	27*		
9	35		

ENSAIO DE DUREZA SUPERFICIAL - ESCLEROMETRIA - NBR 7584/82**Modelo do Aparelho:** 58-C0181/N**Data do Ensaio:** 05/11/02**Posição do Aparelho:** Horizontal**PONTE:** Ponte sobre o Rio Miguel - SC 413 - Luís Alves**Ponto 1:** Cortina - Aba - Área Protegida

Leitura	Valor		
1	42*	X =	51,71
2	51	X + 10% =	56,89
3	45*	X - 10% =	46,54
4	51	IE=	51,71
5	53	k=	1,00
6	52	IEe=	51,71
7	49	* Pontos eliminados	
8	52		
9	54		

Ponto 2: Cortina - Aba - Área N/ Protegida

Leitura	Valor		
1	55	X =	52,44
2	48	X + 10% =	57,69
3	52	X - 10% =	47,20
4	54	IE=	52,44
5	55	k=	1,00
6	50	IEe=	52,44
7	51		
8	52		
9	55		

Ponto 3: Pilar 2

Leitura	Valor		
1	53	X =	53,11
2	53	X + 10% =	58,42
3	48	X - 10% =	47,80
4	56	IE=	53,11
5	52	k=	1,00
6	55	IEe=	53,11
7	54		
8	56		
9	51		

Ponto 4: Pilar 1

Leitura	Valor		
1	39*	X =	45,00
2	54*	X + 10% =	49,50
3	42	X - 10% =	40,50
4	46	IE=	45,00
5	42	k=	1,00
6	51*	IEe=	45,00
7	39*	* Pontos eliminados	
8	48		
9	47		

Ponto 5: Longarina 1 - Face Externa

Leitura	Valor		
1	55	X =	54,11
2	58	X + 10% =	59,52
3	54	X - 10% =	48,70
4	56	IE=	54,11
5	55	k=	1,00
6	54	IEe=	54,11
7	55	* Pontos eliminados	
8	50		
9	50		

Ponto 6: Longarina 1 - Face Interna

Leitura	Valor		
1	55*	X =	49,83
2	45	X + 10% =	54,82
3	50	X - 10% =	44,85
4	51	IE=	49,83
5	49	k=	1,00
6	38*	IEe=	49,83
7	56*	* Pontos eliminados	
8	52		
9	52		

Ponto 7: Longarina 2 - Face Interna

Leitura	Valor		
1	54	X =	55,11
2	50	X + 10% =	60,62
3	54	X - 10% =	49,60
4	55	IE=	55,11
5	59	k=	1,00
6	54	IEe=	55,11
7	60		
8	51		
9	59		

Ponto 8: Longarina 2 - Face Externa

Leitura	Valor		
1	53	X =	55,11
2	54	X + 10% =	60,62
3	54	X - 10% =	49,60
4	56	IE=	55,11
5	60	k=	1,00
6	57	IEe=	55,11
7	54		
8	56		
9	52		

ANEXO 10.2 – ENSAIOS DE POTENCIAL DE CORROSÃO E PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO

POTENCIAL DE CORROSÃO - LEITURAS

Modelo do Aparelho: Semi Pilha CPV-4

Data do Ensaio: 14-15/06/2002

PONTE: Ponte sobre o Rio Ratones II - SC 402

Área de leitura:		3.º vão da transversina junto aos apoios (face interna) - Face Sudeste						
Profundidade de Carbonatação:		1,45cm	(entre os furos para coleta de amostra t.c.)					
Malha:	horizontal:	20cm						
	vertical:	20cm						
LEITURAS (mV)								
14	-34	-19	-1	-133	-10	-55	-68	-60
7	-5	-110	-159	-55	-18	-15	-90	-88
-18	-19	-159	16	1	-30	-59	-40	20
opp	-97	-20	-51	-40	-56	-102	-90	-83

Área de leitura:		vão central da transversina junto aos apoios (face interna) - Face Sudeste						
Profundidade de Carbonatação:		1,70cm	(entre os furos para coleta de amostra t.c.)					
Malha:	horizontal:	20cm						
	vertical:	20cm						
LEITURAS (mV)								
-257	-191	-197	-167	-162	-207	-188	-250	-224
-165	-150	-174	-178	-137	-110	-62	-40	-18
-205	-138	-148	-82	-133	-65	-56	-202	-40
opp								

Profundidade de Carbonatação na cortina (3.º vão): 0,75cm
(50cm da face superior da cortina)
(executado apenas junto à coleta de amostra para teor de cloretos)

Profundidade de Carbonatação na longarina: 1,35cm
(face inferior da viga, na aba)

POTENCIAL DE CORROSÃO - LEITURAS**Modelo do Aparelho: Semi Pilha CPV-4****Data do Ensaio:** 18/09/02**PONTE:** Ponte sobre o Rio Papaquara - SC 401

Área de leitura:	Longarina "A" - Face Leste - Desprotegida - Externa								
Profundidade de Carbonatação:	0,7cm (junto ao OPP)								
Malha:	horizontal:	20cm							
	vertical:	20cm							

LEITURAS (mV)

52	59	81	116	108	116	106	80	85	57
57	75	86	113	114	92	80	66	53	40
82	81	98	104	90	84	84	73	53	45
91	70	96	102	95	95	100	96	79	46
85	60	80	87	78	103	97	88	37	3
opp	65	100	111	105	97	108	105	*	*

* pontos superpostos aos superiores

Área de leitura:	Longarina "A" - Face Oeste - Protegida - Interna								
Profundidade de Carbonatação:	1,1cm (junto ao OPP)								
Malha:	horizontal:	20cm							
	vertical:	20cm							

LEITURAS (mV)

37	100	137	127	115	109	144	118	105	108	100
50	-55	79	85	88	62	97	98	122	113	106
34	105	114	106	126	121	100	108	90	111	114
30	102	116	113	89	85	86	100	100	73	90
7	111	106	115	108	110	87	79	84	92	82
*	89	89	95	77	87	96	135	135	120	opp

* ponto superposto ao superior

Área de leitura:	Transversina/Cortina - Face Norte - Protegida											
Profundidade de Carbonatação:	1,3cm (junto ao OPP e entre os furos para coleta de t.c.)											
Malha:	horizontal:	20cm										
	vertical:	15cm										

LEITURAS (mV)

-117	-117	-116	-118	-120	-124	-134	-149	-115	-141	-138	-110	-73
-102	-102	-102	-112	-90	-90	-139	-139	-92	-105	-93	-110	-109
-93	-133	-98	-72	(-69)	(-51)	(-101)	(-83)	(-73)	(-58)	-50	-71	-41
-7	-67	-58	-39	(-40)	(-58)	(-58)	(-63)	(-25)	(-61)	-67	-72	-32
(-54)	(-17)	(-10)	(-91)	(-22)	(-4)	(-33)	(0)	(4)	(-31)	-23	-28	-40
-141	-134	-70	(-49)	(-35)	(-27)	(-12)	-30	-30	(-51)	0	0	opp

() pontos com presença de recuperação

POTENCIAL DE CORROSÃO - LEITURAS**Modelo do Aparelho: Semi Pilha CPV-4****Data do Ensaio:** 13-17/09/2002**PONTE:** Ponte sobre o Rio Palha - SC 401

Área de leitura:	Transversina/Cortina - Próx. Longarina "B" - Face Sul - Protegida		
Profundidade de Carbonatação:	0,5cm (junto ao OPP)		
Malha:	horizontal:	20cm	Distância entre as duas últimas linhas: 28cm
	vertical:	15cm	

LEITURAS (mV)

*	-36	-161	-174	-170	-179	-188	-201	-184	-189	-186	-177
-130	-137	-149	-148	-163	-186	-188	-176	-181	-167	-197	-186
-125	-131	-145	-154	-146	-161	-170	-184	-173	-178	-186	-169
-135	-143	-144	-126	-127	-123	-155	-146	-147	-150	-143	-167
opp	-146	-123	-93	-77	-63	-93	-116	-111	-110	-122	-129

* Leitura impossibilitada

Área de leitura:	Longarina "B" - Face Leste - Protegida		
Profundidade de Carbonatação:	0,60cm (junto ao OPP)		
Malha:	horizontal:	20cm	
	vertical:	25cm	

LEITURAS (mV)

62	64	55	40	68	41	-25	56
50	50	35	15	33	-3	-22	-70
51	45	48	43	0	-22	-27	-107
23	24	23	20	24	15	-4	opp

Área de leitura:	Pilar sob Longarina "B"		
Profundidade de Carbonatação:	0,65cm (junto ao OPP e furos para coleta de amostra t.c.)		
Malha:	horizontal:	20cm	
	vertical:	16cm	

LEITURAS (mV)

Norte				Oeste				Sul				Leste	
opp	15	11	31	11	-18	23	13	15	12	0	13		
1	-40	-9	8	7	9	1	8	15	2	-4	-8		
0	-25	-7	18	-3	0	1	0	4	0	-14	-13		
-23	-14	-21	-6	13	14	11	8	-9	4	8	-17		
5	-7	-10	3	0	3	16	4	-2	5	-18	2		
56	-39	-29	-19	-30	-16	1	-13	-25	-17	-29	-30		

POTENCIAL DE CORROSÃO - LEITURAS

Modelo do Aparelho: Semi Pilha CPV-4

Data do Ensaio: 11-12/09/2002

PONTE: Ponte sobre o Rio Ratones I - SC 401

Área de leitura:		Cortina - Próx. Longarina "A" - Face Sul											
Profundidade de Carbonatação:		1,10cm (junto ao OPP e furos para coleta de amostra t.c.)											
Malha:	horizontal:	17cm											
	vertical:	20cm											
LEITURAS (mV)													
32	-29	-21	-52	36	3	-64	-43	-67	-46	-57	-27	-94	
-9	-11	-38	-61	-64	-75	-59	-26	-105	-88	-67	-81	-55	
-4	-16	0	-10	-48	-58	-44	5	-34	-79	-91	-107	-115	
-6	32	22	37	15	10	12	15	42	2	-10	-59	4	
45	opp	35	-20	38	60	52	59	36	76	57	75	28	

Área de leitura:		Transversina entre os pilares - Face Sul											
Profundidade de Carbonatação:		0,65cm (junto ao OPP e furos para coleta de amostra t.c.)											
Malha:	horizontal:	20cm											
	vertical:	26cm											
LEITURAS (mV)													
20	34	14	-33	-7	-40	-1	4	-2	-55				
14	28	16	0	18	25	-18	1	23	19				
29	25	-57	-92	opp	-1	0	0	-35	9				

POTENCIAL DE CORROSÃO - LEITURAS

Modelo do Aparelho: Semi Pilha CPV-4

Data do Ensaio: 10-11/09/2002

PONTE: Ponte sobre o Canal do DNOS - SC 402

Área de leitura:		3.º vão da transversina junto aos apoios (face interna) - Face Sudeste						
Profundidade de Carbonatação:		1,15cm	(junto ao OPP e furos para coleta de amostra t.c.)					
Malha:	horizontal:	20cm						
	vertical:	20cm						
LEITURAS (mV)								
33	-25	25	11	-4	-39	-51	-178	-93
13	42	34	4	-139	12	-1	-19	2
-164	3	39	39	*	-139	-186	-52	opp
-16	-246	-172	-94	-25	-21	*	*	*

* corrosão

Área de leitura:		vão central da transversina junto aos apoios (face interna) - Face Sudeste						
Profundidade de Carbonatação:		1,25cm	(entre os furos para coleta de amostra t.c.)					
Malha:	horizontal:	20cm						
	vertical:	20cm						
LEITURAS (mV)								
4	8	27	-175	-16	16	-58	-7	25
14	32	-6	-172	30	4	-128	28	17
-3	46	52	-130	-146	opp	31	44	42
-240	*	*	*	*	*	30	14	31

* corrosão

POTENCIAL DE CORROSÃO - LEITURAS

Modelo do Aparelho: Semi Pilha CPV-4

Data do Ensaio: 04/11/02

PONTE: Ponte sobre o Ribeirão das Canas - SC 470 - Gaspar

Área de leitura: Transversina entre pilares - Protegida - Face Leste

Profundidade de Carbonatação: 1,3cm (junto ao OPP)

Malha: horizontal: 20cm
vertical: 20cm

LEITURAS (mV)

10	-6	-16	-13	-9	-10	6	24	8	12
-17	8	6	3	18	2	2	-13	-28	3
-31	-21	-3	-1	-14	0	-5	0	-1	-4
-41	-47	0	-7	-18	0	0	0	-3	-21
opp	-40	-35	-26	-10	0	11	5	12	11

Área de leitura: Longarina - Face Sul - Protegida - Interna

Profundidade de Carbonatação: 1,1cm (junto ao OPP)

Malha: horizontal: 30cm
vertical: 20cm

LEITURAS (mV)

-58	-73	-36	-60	-84	-114	-140	-167
-42	-47	-76	-82	-105	-138	-125	-191
-46	-52	-71	-81	-56	-82	-130	-172
-31	-54	-68	-74	-97	-92	-112	-153
-21	-28	-45	-54	-52	-79	-110	opp

Área de leitura: Transversina/Cortina - Face Oeste - Protegida

Profundidade de Carbonatação: 0,7cm (junto ao OPP)

Malha: horizontal: 20cm
vertical: 20cm

LEITURAS (mV)

-278	-277	-260	-270	-273	-269	-281	-293	-270	(-224)
-242	-230	-254	-262	-253	-281	-274	-286	-294	-302
-223	-230	-224	-237	-255	-254	-259	-288	-266	-251
opp	-223	-204	-193	-212	-224	-250	-254	-269	-241

() ponto com presença de recuperação

POTENCIAL DE CORROSÃO - LEITURAS**Modelo do Aparelho: Semi Pilha CPV-4****Data do Ensaio:** 04/11/02**PONTE:** Ponte sobre o Ribeirão Poço Grande - SC 470 - Gaspar**Área de leitura:** Longarina - Área Nova - Face Externa - Face Norte**Profundidade de Carbonatação:** 0,8cm (junto ao OPP)**Malha:** horizontal: 20cm
vertical: 20cm**LEITURAS (mV)**

2	3	0	7	13	0	11	3	10	20
-8	-3	-4	6	0	-5	-2	-6	10	2
2	15	11	13	4	-7	0	0	14	19
opp	-6	8	0	8	8	14	26	26	39

Área de leitura: Longarina - Área Nova - Face Interna - Face Sul**Profundidade de Carbonatação:** 1,0cm (junto ao OPP)**Malha:** horizontal: 20cm
vertical: 20cm**LEITURAS (mV)**

8	0	-6	9	1	0	-7	-8	3	0
3	15	6	-2	0	0	4	-11	-11	9
26	19	10	8	5	8	6	2	2	2
47	35	34	3	3	18	-6	9	-2	opp

Área de leitura: Longarina - Área Velha - Face Externa - Face Norte*

* Após ampliação esta área ficou protegida

Profundidade de Carbonatação: 1,2cm (junto ao OPP)**Malha:** horizontal: 20cm
vertical: 20cm**LEITURAS (mV)**

-143	-119	-112	-94	-75	-66	-67	-51	-50	-15
-147	-129	-114	-115	-129	-104	-52	-48	-32	0
-129	-103	-111	-111	-106	-88	-65	-48	-21	-3
-159	-104	-84	-81	-61	-76	-63	-33	-22	opp

POTENCIAL DE CORROSÃO - LEITURAS**Modelo do Aparelho: Semi Pilha CPV-4****Data do Ensaio:** 05/11/02**PONTE:** Ponte sobre o Rio do Peixe - SC 413 - Luís Alves

Área de leitura:	Cortina - Protegida - Face Oeste		
Profundidade de Carbonatação:	1,0cm (junto ao OPP)		
Malha:	horizontal:	12cm	
	vertical:	20cm	

LEITURAS (mV)

(-257)	(-235)	(-131)	(-114)	(-67)	-43	-61	-81	-50	-40	-5	-65	-5
-55	-39	-42	-76	-45	-31	-35	-56	-58	-31	-19	-28	-41
-23	-38	-45	-53	-42	-21	-31	-17	-19	-2	23	-9	-1
35	25	12	0	16	29	24	30	28	29	17	0	opp

() pontos com presença de recuperação

Área de leitura:	Longarina - Face Interna - Face Sul		
Profundidade de Carbonatação:	1,6cm (junto ao OPP)		
Malha:	horizontal:	20cm	
	vertical:	20cm	

LEITURAS (mV)

(121)	(113)	(104)	(114)	(101)	(113)	(105)	(72)	(62)	(41)
93	113	122	107	96	(84)	(74)	(103)	(0)	(21)
62	91	75	74	83	87	77	78	65	11
51	75	78	78	76	52	66	69	50	opp

() pontos com presença de recuperação

Área de leitura:	Longarina - Face Externa - Face Norte		
Profundidade de Carbonatação:	1,6cm (junto ao OPP)		
Malha:	horizontal:	20cm	
	vertical:	20cm	

LEITURAS (mV)

19	34	50	59	71	72	89	95	94	107
(-6)	(23)	46	67	67	108	114	109	100	38
26	50	98	77	102	86	88	89	88	84
opp	60	104	117	80	100	118	102	86	118

() pontos com presença de recuperação

POTENCIAL DE CORROSÃO - LEITURAS**Modelo do Aparelho: Semi Pilha CPV-4****Data do Ensaio:** 05/11/02**PONTE:** Ponte sobre o Rio Canoas - SC 413 - Luís Alves

Área de leitura:	Pilar 1
Profundidade de Carbonatação:	1,3cm (junto ao OPP) - demora para reagir com a solução
Malha:	horizontal: 25cm vertical: 25cm

LEITURAS (mV)

Leste			Norte		Oeste		Sul		
144	121	149	152	186	152	139	169	154	126
139	148	141	164	163	152	147	150	148	102
opp	*	*	*	*	*	*	*	*	*
148	138	145	165	141	140	120	142	139	144
146	140	114	123	118	137	134	148	136	102
77	70	100	121	113	72	46	75	80	87

Área de leitura:	Pilar 2
Profundidade de Carbonatação:	1,2cm (junto ao OPP)
Malha:	horizontal: 25cm vertical: 25cm

LEITURAS (mV)

	Norte		Oeste		Sul		Leste		
140	166	151	149	142	124	137	124	157	135
opp	153	122	135	122	127	147	162	164	150
146	151	140	139	135	157	171	138	157	154
153	124	117	159	131	135	159	149	133	173
111	90	72	90	99	90	93	103	108	99

POTENCIAL DE CORROSÃO - LEITURAS**Modelo do Aparelho: Semi Pilha CPV-4****Data do Ensaio:** 06/11/02**PONTE:** Ponte sobre o Rio Miguel - SC 413 - Luís Alves**Área de leitura:** Longarina - Face Interna - Protegida - Face Sul**Profundidade de Carbonatação:** 0,6cm (junto ao OPP)**Malha:** horizontal: 13cm
vertical: 24cm / 15cm**LEITURAS (mV)**

-40	-38	-41	-57	-48	-55	-55	-50	-56	-54
-43	-71	-62	-40	-60	-60	-55	-57	-75	-66
opp	37	59	46	50	47	47	69	-15	-23

Área de leitura: Longarina - Face Externa - Face Norte**Profundidade de Carbonatação:** 0,3cm (junto ao OPP)**Malha:** horizontal: 13cm
vertical: 24cm / 15cm**LEITURAS (mV)**

-8	-6	-17	4	-17	-13	-14	-10	-12	-20
-35	-28	-25	-20	-25	-6	-6	-8	1	1
(17)	(22)	(43)	(38)	(49)	(51)	(57)	(77)	(75)	opp

() pontos com presença de recuperação - nata de cimento e areia

Área de leitura: Aba da Cortina - Protegida - Face Oeste**Profundidade de Carbonatação:** 0,3cm (junto ao OPP)**Malha:** horizontal: 20cm
vertical: 15cm**LEITURAS (mV)**

-16	-13	-4	0	(32)	(22)	(3)	-8	0	2	-18	-16	-17	-7	-14	*	-12	-11	-10	-16	-20	-22	-19	-16	-11	-15	-33	-30
-22	-23	-24	-5	-16	-13	-14	-17	-18	-17	-11	-16	-16	-10	-10	opp	-24	-13	-20	-19	-29	-16	-11	-14	16	13	-1	-10

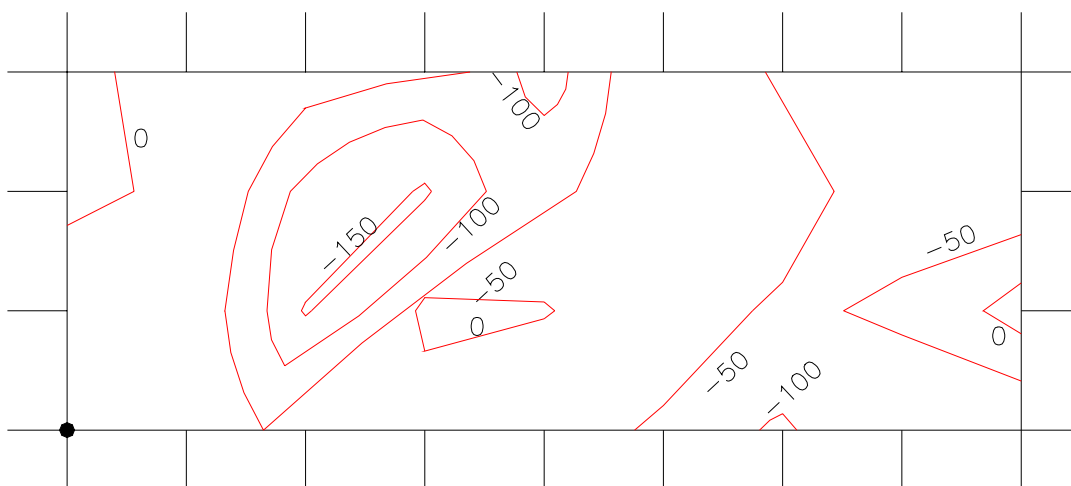
() pontos com presença de recuperação

ANEXO 10.3 – SUPERFÍCIES EQUIPOTENCIAIS

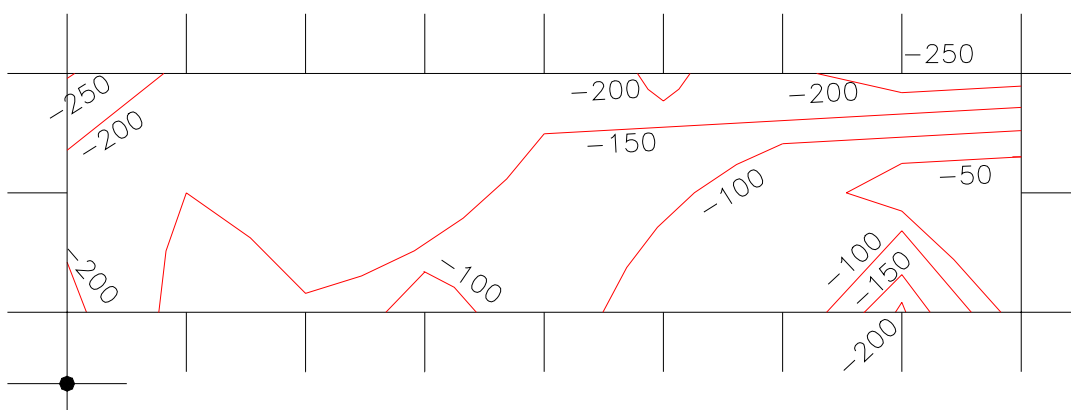
PONTE SOBRE O RIO RATONES – II

SUPERFÍCIES EQUIPOTENCIAIS – MALHA 20x20cm

3.º VÃO DA TRANSVERSINA



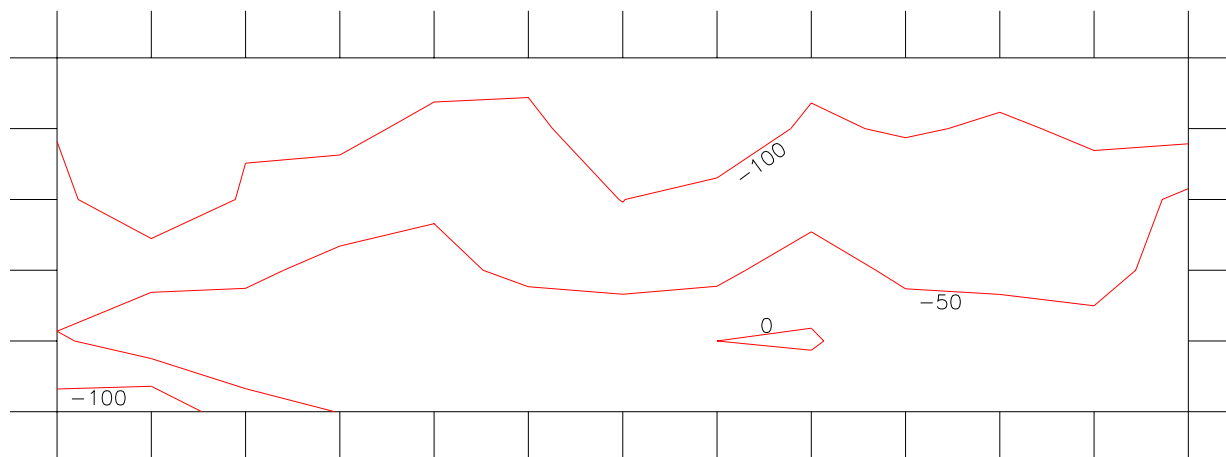
2.º VÃO DA TRANSVERSINA (VÃO CENTRAL)



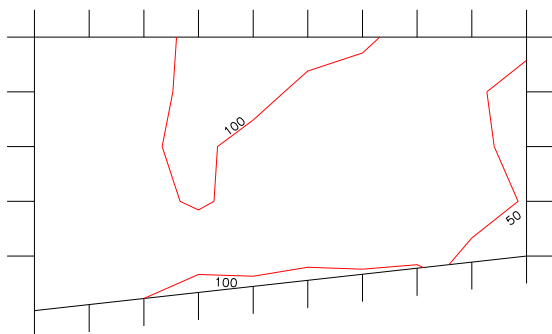
PONTE SOBRE O RIO PAPAQUARA

SUPERFÍCIES EQUIPOTENCIAIS

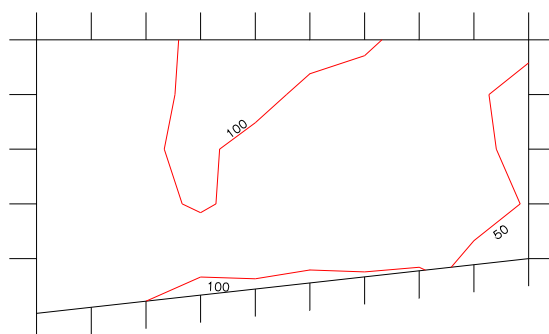
TRANSVERSINA/CORTINA – MALHA 20x15cm



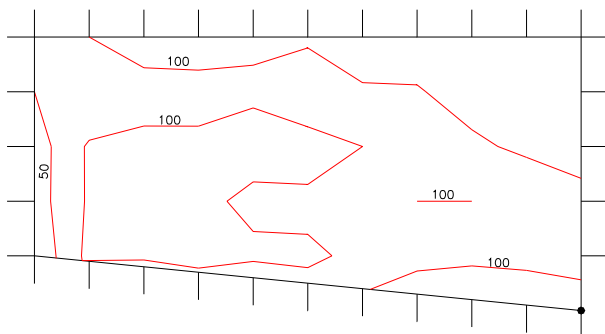
LONGARINA A – FACE EXTERNA – MALHA 20x20cm



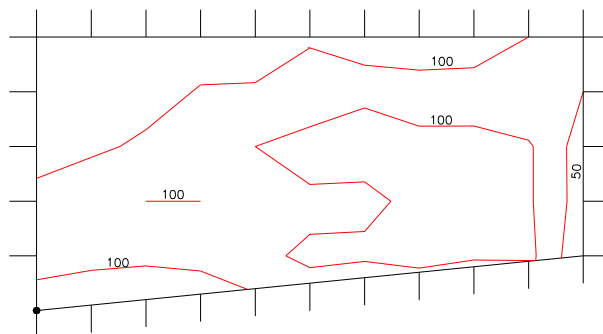
LONGARINA A – FACE EXTERNA – MALHA 20x20cm



LONGARINA A – FACE INTERNA – MALHA 20x20cm



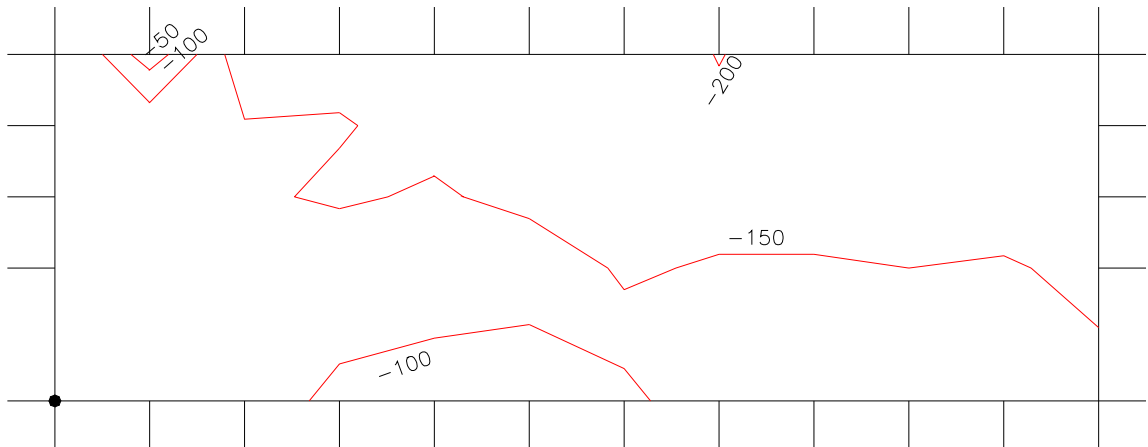
LONGARINA A – FACE INTERNA ESPELHADA – MALHA 20x20cm



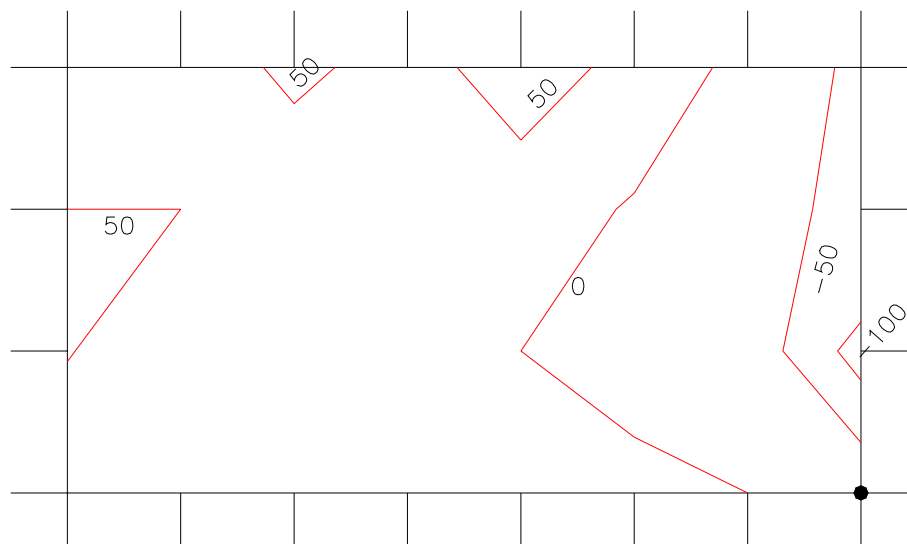
PONTE SOBRE O RIO PALHA

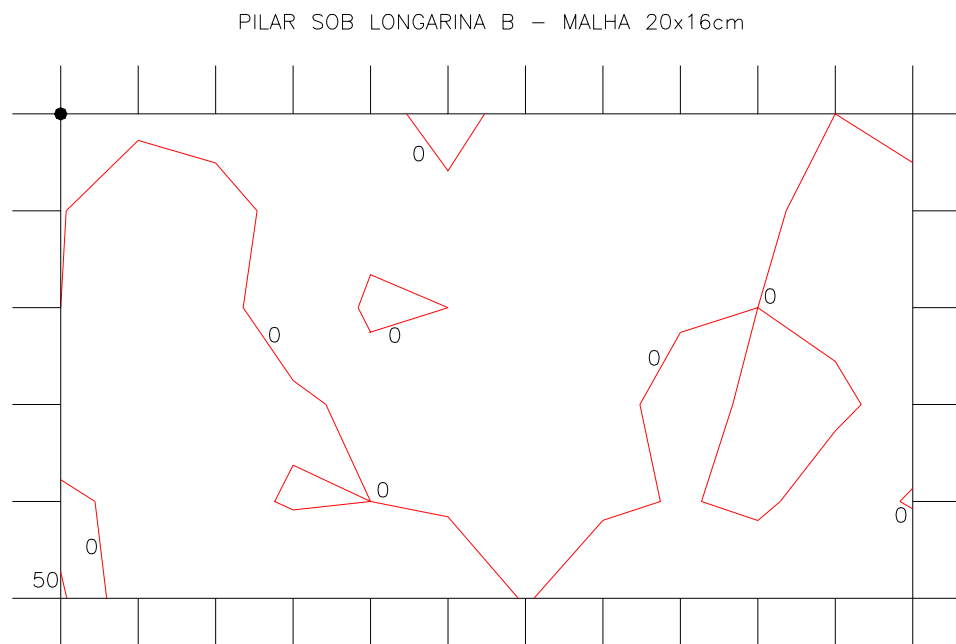
SUPERFÍCIES EQUIPOTENCIAIS

TRANSVERSINA – PRÓX. LONGARINA A – MALHA 15x20cm



LONGARINA A – MALHA 20x25cm

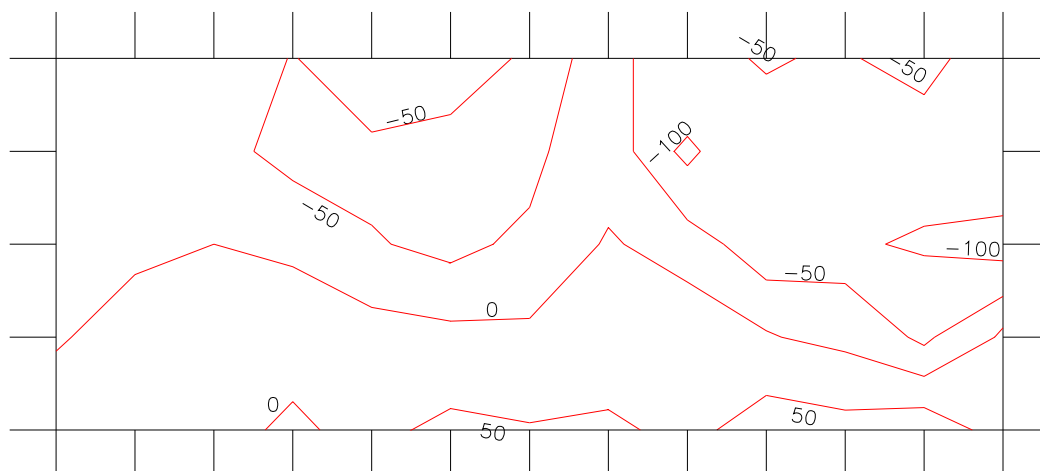




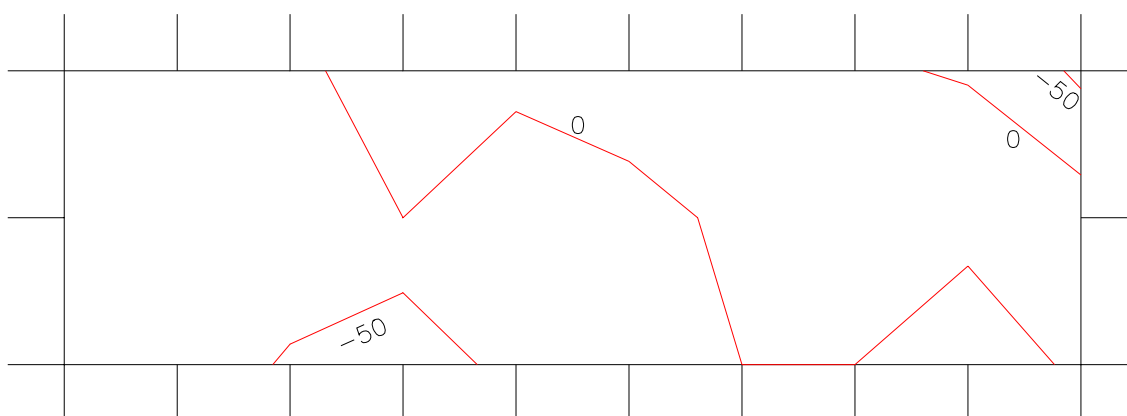
PONTE SOBRE O RIO RATONES – I

SUPERFÍCIES EQUIPOTENCIAIS

CORTINA – PRÓX. LONGARINA A – MALHA 17x20cm



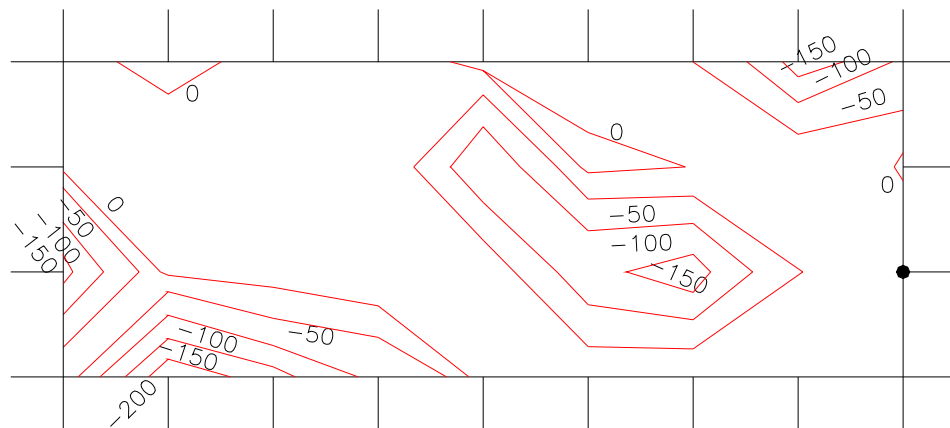
TRANSVERSINA ENTRE PILARES – MALHA 20x26cm



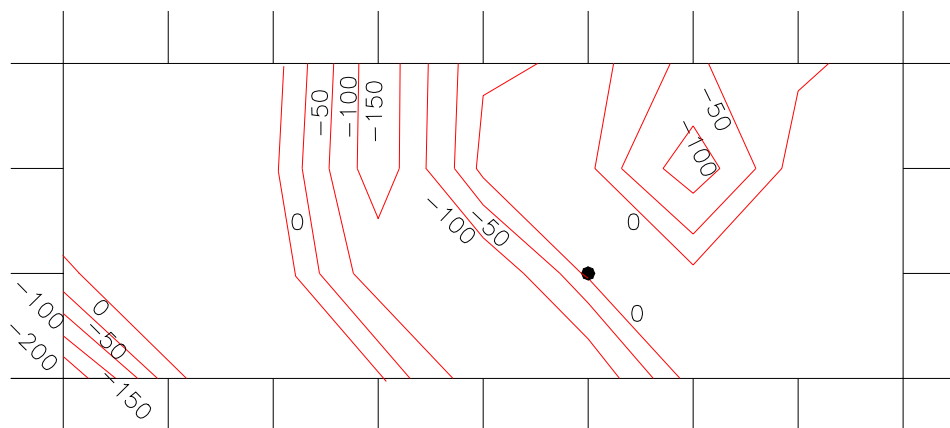
PONTE SOBRE O CANAL DO DNOS

SUPERFÍCIES EQUIPOTENCIAIS – MALHA 20x20cm

3.º VÃO DA TRANSVERSINA



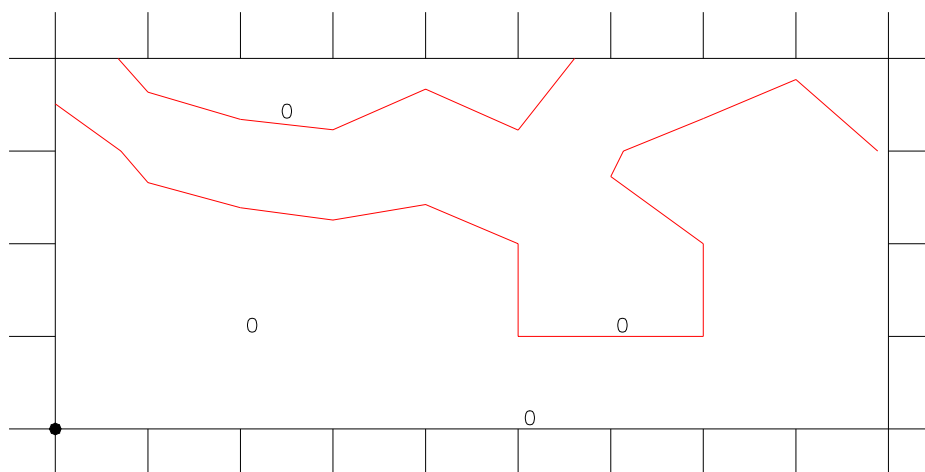
2.º VÃO DA TRANSVERSINA (VÃO CENTRAL)



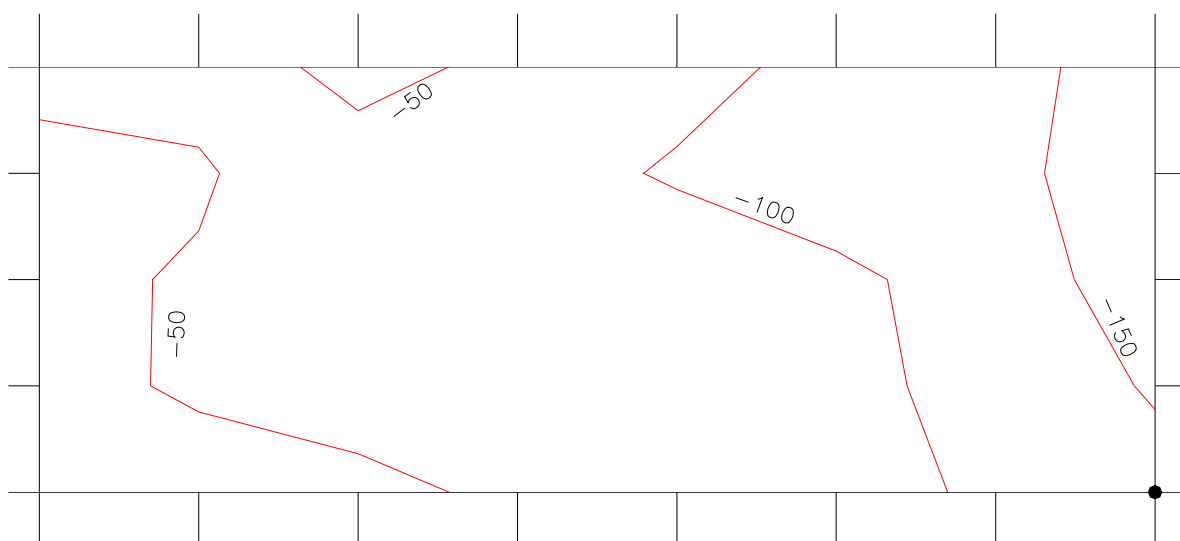
PONTE SOBRE O RIBEIRÃO DAS CANAS

SUPERFÍCIES EQUIPOTENCIAIS

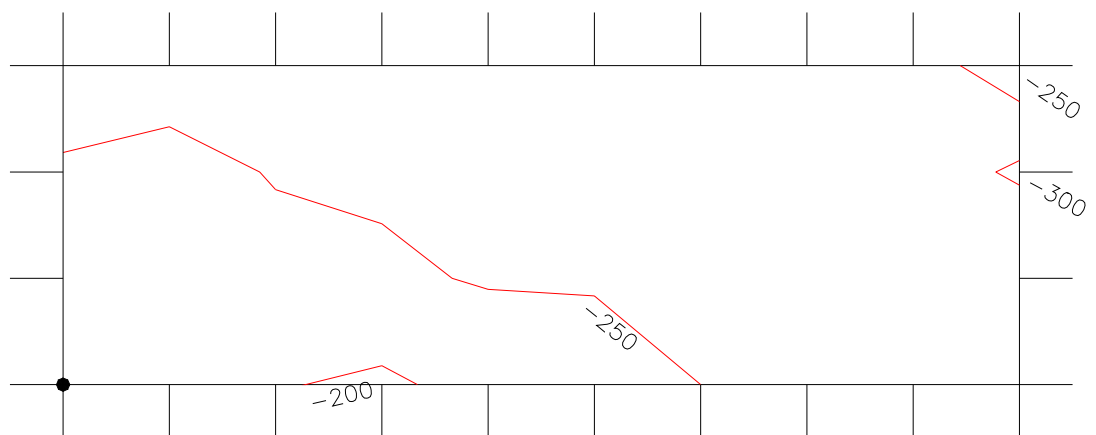
TRANSVERSINA ENTRE PILARES – MALHA 20x15cm



LONGARINA A – FACE PROTEGIDA – MALHA 30x20cm



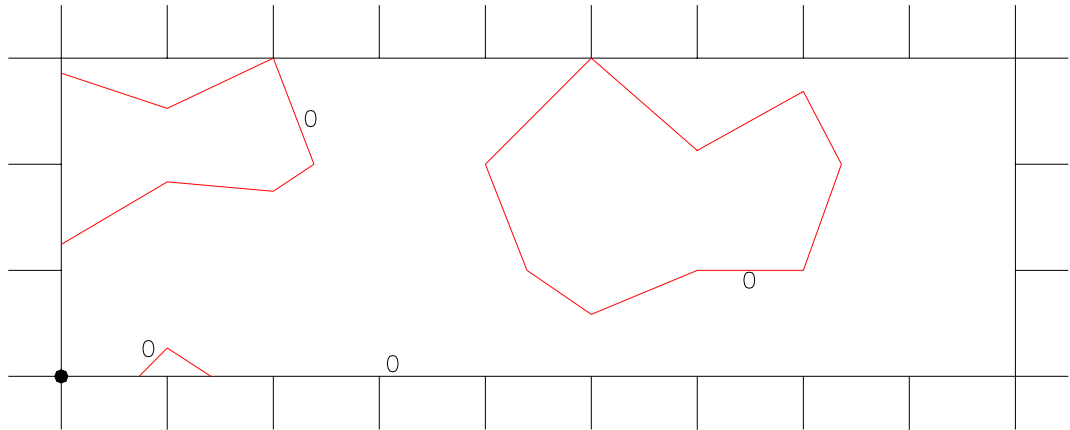
TRANSVERSINA/CORTINA – MALHA 20x20cm



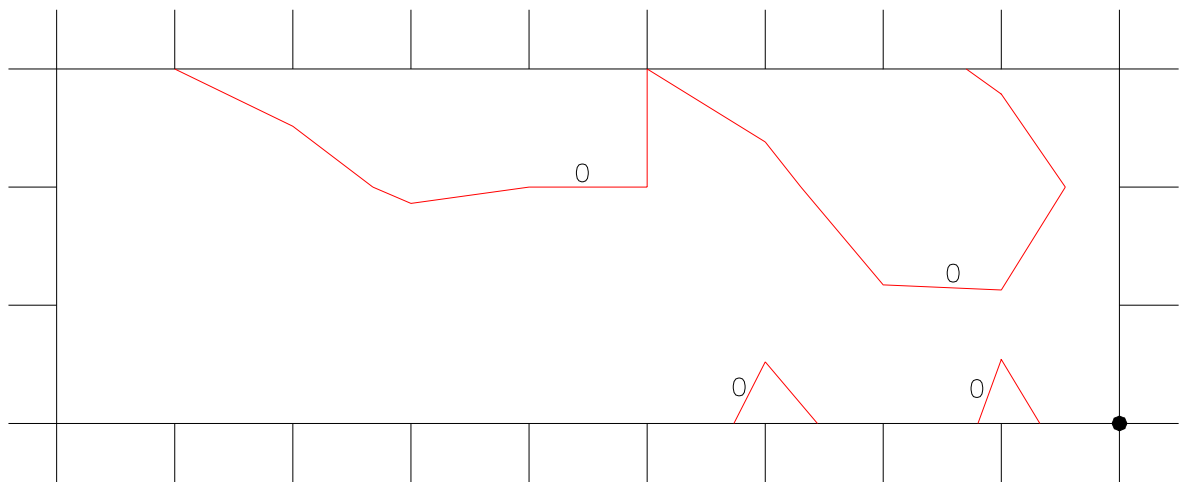
PONTE SOBRE O RIBEIRÃO POÇO GRANDE

SUPERFÍCIES EQUIPOTENCIAIS

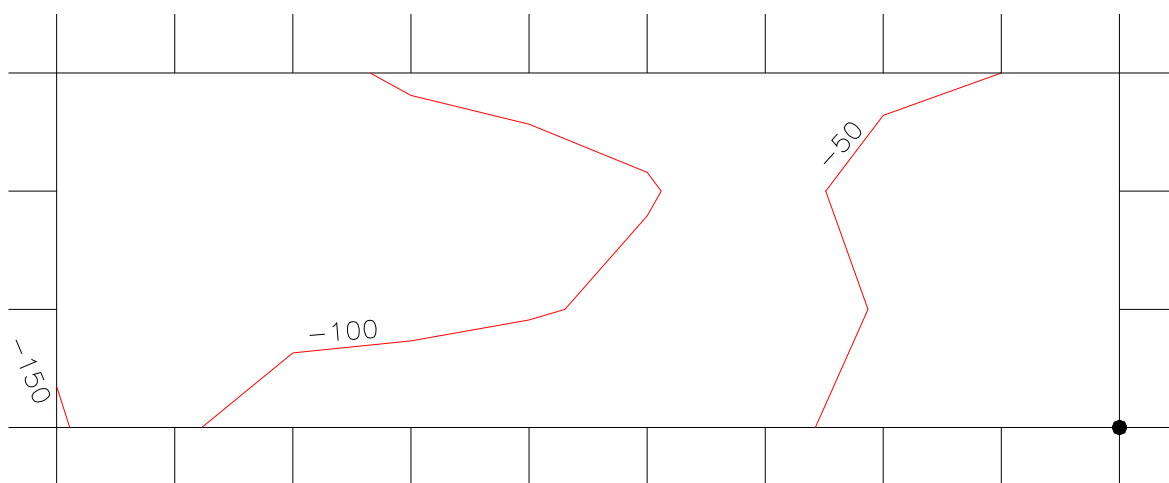
LONGARINA – ÁREA NOVA – FACE EXTERNA – MALHA 20x20cm



LONGARINA – ÁREA NOVA – FACE INTERNA – MALHA 20x20cm



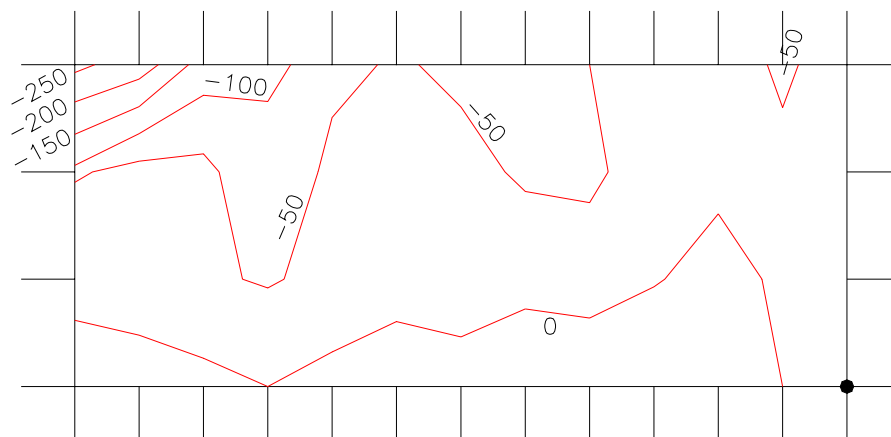
LONGARINA – ÁREA VELHA – FACE EXTERNA – MALHA 20x20cm



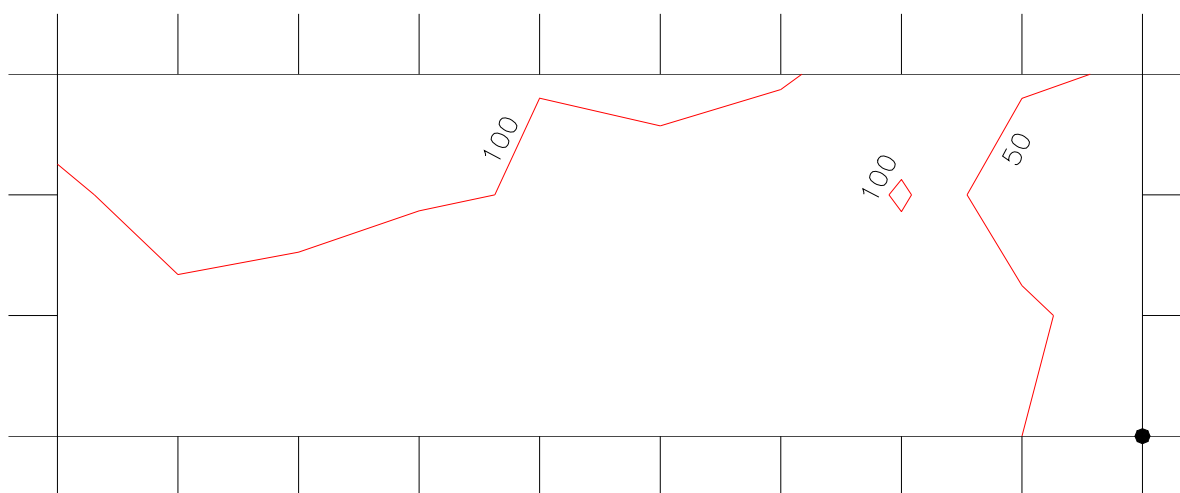
PONTE SOBRE O RIO DO PEIXE

SUPERFÍCIES EQUIPOTENCIAIS

CORTINA – PROTEGIDA – FACE OESTE – MALHA 12x20cm



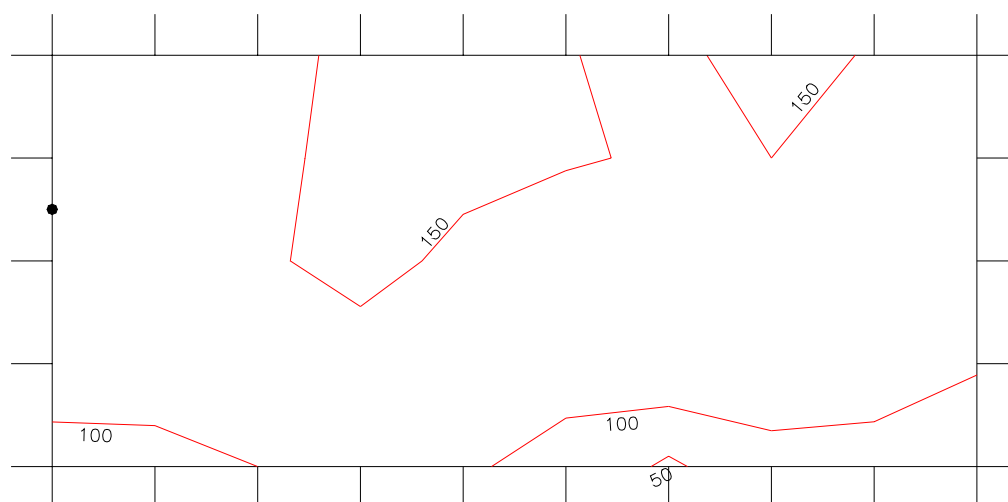
LONGARINA – FACE INTERNA – FACE SUL MALHA 20x20cm



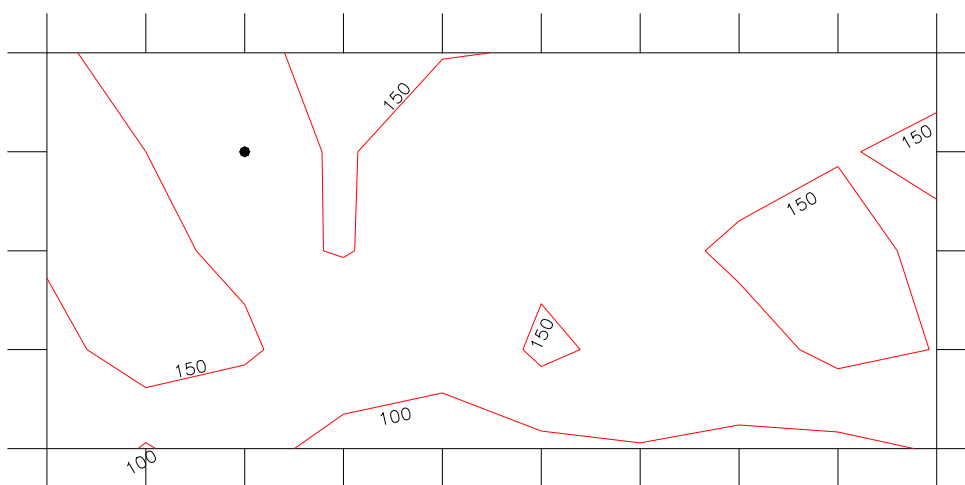
PONTE SOBRE O RIO CANOAS

SUPERFÍCIES EQUIPOTENCIAIS

PILAR 1 – 25x25cm



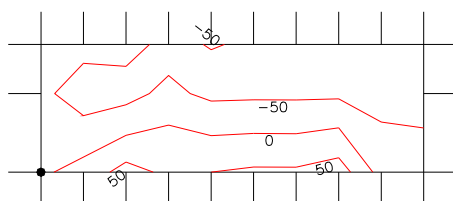
PILAR 2 – 25x25cm



PONTE SOBRE O RIO MIGUEL

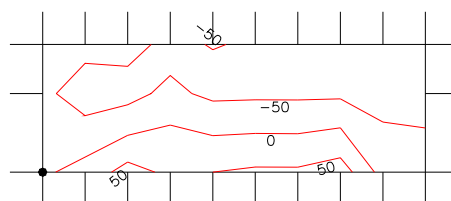
SUPERFÍCIES EQUIPOTENCIAIS

LONGARINA – FACE INTERNA – MALHA 13x24/15cm

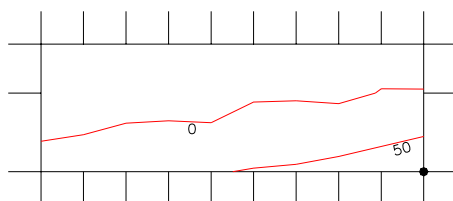


SUPERFÍCIES EQUIPOTENCIAIS

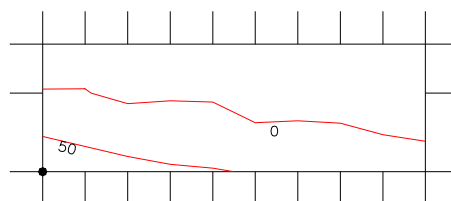
LONGARINA – FACE INTERNA – MALHA 13x24/15cm



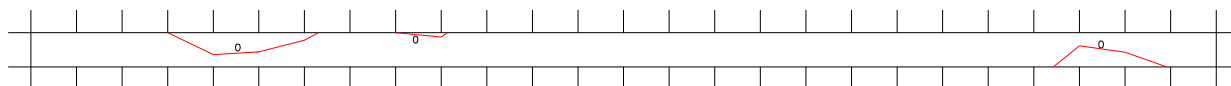
LONGARINA – FACE EXTERNA – MALHA 13x24/15cm



LONGARINA – FACE EXTERNA ESPELHADA – MALHA 13x24/15cm



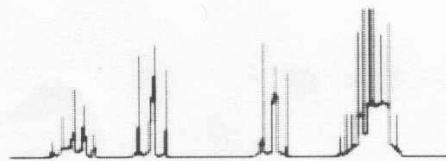
ABA DA CORTINA – PROTEGIDA – MALHA 20x15cm



ANEXO 10.4 – ENSAIOS DE TEOR DE CLORETOS



Central de Análises



DEPARTAMENTO DE QUÍMICA – UFSC FONE 48-3316826/8947/8948 FAX 48-3316888
CAMPUS UNIVERSITÁRIO TRINDADE CEP 88040-900 FLORIANÓPOLIS – SC e-mail: central@qmc.ufsc.br

Laudo nº 020/03
Amostra: Reboco
Interessado: Alissom
Responsável pelo pedido: Alissom

RESULTADO

Amostra	Descrição	Teor de Cloretos (mg/kg) Extração em Meio Ácido
01	Ponte 01 – Cortina	1 195,96
02	Ponte 01 – Cortina	243,63
03	Ponte 01 – Transv Central	500,39
04	Ponte 01 – Transv Central	878,14
05	Ponte 01 – Transv Apoio	660,19
06	Ponte 01 – Transv Apoio	1 263,48
07	Rio Miguel – Cortina	62,89
08	Rio Miguel – Cortina	46,40
09	Rio Miguel – Long 02 (Int)	105,66
10	Rio Miguel – Long 02 (Int)	81,02
11	Rio Miguel – Long 02 (Ext)	140,55
12	Rio Miguel – Long 02 (Ext)	123,88
13	Rib Canas – Cortina	80,26
15	Rib Canas – Long 01	55,51
17	Rib Canas – Transv	122,86
19	Rio do Peixe – Cortina	33,16
21	Rio do Peixe – Long 02 (Int)	26,44
23	Rio do Peixe – Long 02 (Ext)	27,93
25	Rio Canoas – Pilar 02	56,65
27	Rio Canoas – Pilar 01 - Prot	49,32
29	Rio Canoas – Pilar 01 - Não	19,90

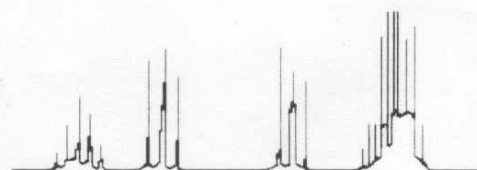
Nota: Amostragem realizada pelo Cliente

Florianópolis, 24 de fevereiro de 2003


Quimico Denyo Silva
CRQ/13 13200078



Central de Análises



DEPARTAMENTO DE QUÍMICA – UFSC FONE 48-3316826/6827/6947/6948 - FAX 48-3316888
CAMPUS UNIVERSITÁRIO TRINDADE CEP 88040-900 FLORIANÓPOLIS – SC e-mail: centraia@qmc.ufsc.br

Laudos nº 021/03
Amostra Reboco
Interessado Alissom
Responsável pelo pedido: Alissom

RESULTADO

Amostra	Descrição	Teor de Cloretos (mg/kg) Extração em Meio Aquoso
01	Ponte 01 – Cortina	844.86
02	Ponte 01 – Cortina	214.62
03	Ponte 01 – Transv Central	448.87
04	Ponte 01 – Transv Central	1.066.98
05	Ponte 01 – Transv Apoio	689.34
06	Ponte 01 – Transv Apoio	1.119.21
07	Rio Miguel – Cortina	42.95
08	Rio Miguel – Cortina	38.42
09	Rio Miguel – Long 02 (Int)	77.31
10	Rio Miguel – Long 02 (Int)	38.01
11	Rio Miguel – Long 02 (Ext)	60.02
12	Rio Miguel – Long 02 (Ext)	34.82

Nota: Amostragem realizada pelo Cliente

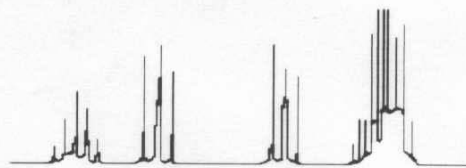
Florianópolis, 24 de fevereiro de 2003

Quimico Denyo Silva
CRQ/13 13200078



Central de Análises

DEPARTAMENTO DE QUÍMICA – UFSC FONE 48-3316826/6827/6947/6948 - FAX 48-3316888
CAMPUS UNIVERSITÁRIO TRINDADE CEP 88040-900 FLORIANÓPOLIS – SC e-mail: centrala@qmc.ufsc.br



Laudo nº 068/03
Amostra: Reboco
Interessado: Alissom
Responsável pelo pedido: Alissom

RESULTADO

Amostra	Descrição	Profundidade (cm)	Resultados
31	Rib. Poço Grande - Log. Velha (Ext)	0-1	14.59 mg/kg
33	Rib. Poço Grande - Log. Nova (Ext)	0-1	26.87 mg/kg
35	Rib. Poço Grande - Log. Nova (Int)	0-1	10.40 mg/kg
38	Rio Palha - Pilar	1-2	39.82 mg/kg
39	Rio Palha - Long.	0-1	42.58 mg/kg
40	Rio Palha - Longarina	1-2	24.97 mg/kg
42	Rio Palha - Transv.	1-2	35.00 mg/kg
43	Rio Ratores - SC 401 - Cortina	0-1	86.54 mg/kg
44	Rio Ratores - SC 401 - Cortina	1-2	2.21 mg/kg
52	Rio Papaqua a - Cortina	0-1	179.19 mg/kg
53	Rio Papaqua a - Long. 2 (Ext)	1-2	11.66 mg/kg
55	Ponte 2 - Jurerê - Transv.	0-1	504.87 mg/kg
59	Ponte 2 - Jurerê - V. Central Transv.	1-2	757.52 mg/kg
60	Ponte 2 - Jurerê - Cortina	1-2	490.47 mg/kg

Nota: Amostragem realizada pelo Cliente.

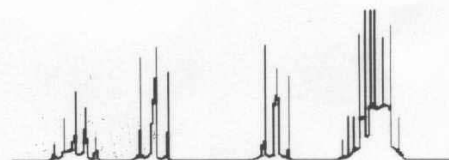
Florianópolis, 11 de abril de 2003.


Químico Denyo Silva
CRQ/13 13200078



Central de Análises

DEPARTAMENTO DE QUÍMICA – UFSC FONE 48-3316826/6827/6947/6948 - FAX 48-3316888
CAMPUS UNIVERSITÁRIO TRINDADE CEP 88040-900 FLORIANÓPOLIS - SC e-mail: centrala@gmc.ufsc.br



Laudo nº 107/03
Amostra: Concreto
Interessado: Alyssom Mattze
Responsável pelo pedido: o mesmo
Análise de Cloretos
Meio Ácido

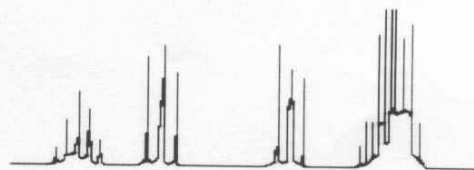
RESULTADO

Amostra	Descrição	Profundidade (cm)	Resultados(mg/kg)
14	Rib. Canas - Cortina	1-2	13.31
16	Rib. Canas - Long. 2	1-2	Não Detectado
18	Rib. Canas - Transv.	1-2	4.83
20	Rio do Peixe - Cortina	1-2	43.47
22	Rio do Peixe - Long. 2 (INT)	1-2	51.29
24	Rio do Peixe - Long. 2 (EXT)	1-2	23.29
37	Ponte Rio Palha	0-1	203.10
41	Ponte Rio Palha SC-401 - Transv./Cort.	0-1	85.86
45	Ponte Rio Ratores SC-401 - Cortina	0-1	114.54
46	Ponte Rio Ratores SC-401 - Cortina	1-2	48.41
47	Ponte Rio Ratores SC-401 - Transv.	0-1	745.01
48	Ponte Rio Ratores SC-401 - Transv.	1-2	529.02
49	Ponte Rio Papaquara - Long. 2 (INT)	1-2	13.17
50	Ponte Rio Papaquara - Cortina	1-2	Não Detectado
51	Ponte Rio Papaquara - Long. 2 (INT)	0-1	195.29
54	Ponte Rio Papaquara - Long. 2 (EXT)	0-1	169.96
56	Ponte 2 - Jurerê - Transv.	1-2	1.304.22
57	Ponte 2 - Jurerê - Cortina	0-1	1.279.25
58	Ponte 2 - Jurerê - Transv. Central	0-1	938.04

Nota: Amostragem realizada pelo Cliente.

Florianópolis, 05 de maio de 2003.


Químico Denyo Silva
CRQ/13 13200078



DEPARTAMENTO DE QUÍMICA – UFSC FONE 48-3316826/6827/6947/6948 - FAX 48-3316888
CAMPUS UNIVERSITÁRIO TRINDADE CEP 88040-900 FLORIANÓPOLIS – SC e-mail: centrala@qmc.ufsc.br

Laudo nº 113/03
Amostra: Concreto
Interessado: Alyssom Mattze
Responsável pelo pedido: o mesmo
Análise de Cloretos
Meio - Aquoso

RESULTADO

Amostra	Descrição	Profundidade (cm)	Resultados(mg/kg)
37	Ponte Rio Palha	0-1	105.95
38	Ponte Rio Palha	1-2	37.69
47	Ponte Rio Ratones SC-401 - Transv.	0-1	333.62
48	Ponte Rio Ratones SC-401 - Transv.	1-2	180.66
50	Ponte Rio Papaquara - Cortina	1-2	31.04
52	Ponte Rio Papaquara - Cortina	0-1	94.60
59	Ponte 2 - Jurerê - Transv. Central	1-2	554.28
58	Ponte 2 - Jurerê - Transv. Central	0-1	599.01

Nota: Amostragem realizada pelo Cliente.

Florianópolis, 06 de maio de 2003.

Químico Denyo Silva
CRQ/13 13200078